

S.S. n.128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA356

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

RESPONSABILI D'AREA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*

Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*

Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Edoardo Quattrone

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



MANDANTI:



OPERE D'ARTE MAGGIORI

Ponti

P002 – PONTE S'ARRAOLE

Relazione tecnica e di calcolo



CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	CA356_P00P002STRRE01_A			
DPCA0356	D 21	CODICE ELAB.	P00P002STRRE01	A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	NOV. 2021	E.STRAMACCI	G.PIAZZA	F. NICCHIARELLI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	GENERALITA'	7
1.1	OGGETTO.....	7
1.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	7
1.2.1	<i>Vita Nominale V_n</i>	7
1.2.2	<i>Classi d'Uso</i>	7
1.2.3	<i>Periodo di Riferimento per l'azione sismica</i>	8
1.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	8
1.4	CONSIDERAZIONI SULLE METODOLOGIE COSTRUTTIVE.....	11
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI	12
3	NORME TECNICHE	12
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO	13
4.1	CALCESTRUZZI	13
4.1.1	<i>Caratteristiche ai fini della durabilità</i>	13
4.1.2	<i>Copriferri nominali</i>	14
4.1.3	<i>Resistenze di progetto</i>	15
4.1.4	<i>Verifiche a fessurazione</i>	16
4.2	ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO E RETI ELETTRISALDATE	18
4.2.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	18
4.2.2	<i>Resistenze di progetto</i>	18
4.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	19
4.3.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	19
4.3.2	<i>Resistenze di progetto</i>	19
4.4	PENDINI.....	19
4.4.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	19
4.4.2	<i>Resistenze di progetto</i>	20
4.5	CONNETTORI A PIOLO TIPO NELSON.....	20
4.5.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	20
4.5.2	<i>Resistenze di progetto</i>	20

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

4.6	GIUNZIONI BULLONATE	20
4.6.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	20
4.6.2	<i>Resistenze di progetto</i>	21
4.7	GIUNZIONI SALDATE	21
5	AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO	22
5.1	ELENCO DELLE AZIONI SUI PONTI STRADALI	22
5.2	ANALISI DEI CARICHI	22
5.2.1	<i>Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1</i>	23
5.2.2	<i>Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2</i>	23
5.2.3	<i>Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3</i>	24
5.2.4	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – ε_2 e ε_3</i>	24
5.2.5	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – ε_4</i>	25
5.2.6	<i>Azioni variabili da traffico - Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici – q1</i>	25
5.2.7	<i>Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q3</i>	28
5.2.8	<i>Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – q4</i>	28
5.2.9	<i>Azioni di Neve e di Vento – q5</i>	29
5.2.10	<i>Azioni della temperatura – q7</i>	32
5.2.11	<i>Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8</i>	34
5.2.12	<i>Resistenze parassite dei vincoli – q9</i>	36
5.2.13	<i>Azioni sismiche – E</i>	36
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	41
5.3.1	<i>Combinazioni di carico in esercizio</i>	41
5.3.2	<i>Combinazioni di carico in fase sismica</i>	44
6	ANALISI GLOBALE E VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI PRINCIPALI	45
6.1	GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO	45
6.2	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE-INERZIALI	48
6.2.1	<i>Elementi Beam – strutture in carpenteria metallica</i>	48
6.2.2	<i>Elementi shell – soletta di impalcato</i>	50
6.3	APPLICAZIONE DEI CARICHI AL MODELLO	51
6.3.1	<i>Peso proprio delle strutture in carpenteria metallica (Load G1a)</i>	51
6.3.2	<i>Peso proprio della soletta (Load G1b)</i>	51

6.3.3	<i>Carichi permanenti portati (Load G2)</i>	52
6.3.4	<i>Ritiro (Load RIT)</i>	52
6.3.5	<i>Carichi mobili verticali (MOVE MV-Q1-TS, MV-Q1-UDL, LOAD Q1-TS1, Q1-TS2, Q1-UDL1, Q1-UDL2) – fase 3</i>	53
6.3.6	<i>Azioni del vento (Load Q5)</i>	59
6.3.7	<i>Variazioni termiche uniformi (LOAD DTNexp, DTNcon)</i>	60
6.3.8	<i>Variazioni termiche differenziali tra soletta e travi d'impalcato (LOAD DTMheat, DTMcool)</i>	62
6.3.9	<i>Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale SLV (FUNC SLV-H)</i>	63
6.3.10	<i>Spettro di risposta in accelerazione della componente verticale SLV (FUNC SLV-V)</i>	64
6.4	ANALISI SISMICHE	64
6.4.1	<i>Risultati analisi modale</i>	65
6.5	COMBINAZIONI	69
6.6	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI SLU-STR.....	72
6.6.1	<i>Arco</i>	72
6.6.2	<i>Trave-Catena</i>	73
6.6.3	<i>Controventi superiori</i>	74
6.6.4	<i>Pendini</i>	77
6.7	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI SLU-SLV	77
6.7.1	<i>Arco</i>	77
6.7.2	<i>Trave-Catena</i>	79
6.7.3	<i>Controventi superiori</i>	79
6.7.4	<i>Pendini</i>	82
6.8	VERIFICHE DI RESISTENZA SLU	82
6.8.1	<i>Classificazione delle sezioni resistenti</i>	83
6.8.2	<i>Criteri di verifica</i>	86
6.8.3	<i>Resistenza a trazione</i>	87
6.8.4	<i>Resistenza a compressione</i>	87
6.8.5	<i>Resistenza alla flessione</i>	87
6.8.6	<i>Resistenza al taglio</i>	88
6.8.7	<i>Archi</i>	89
6.8.8	<i>Trave-catena</i>	90

6.8.9	<i>Controventi superiori</i>	92
6.8.10	<i>Pendini</i>	94
6.9	VERIFICHE AD INSTABILITÀ SLU	94
6.9.1	<i>Criteri di verifica</i>	94
6.9.2	<i>Verifica instabilità archi</i>	95
6.9.3	<i>Verifica instabilità controventi superiori</i>	97
6.9.4	<i>Verifica SLE di defoormabilità delle strutture di impalcato</i>	98
7	ANALISI E VERIFICHE LOCALI	101
7.1	TRASVERSO DI CAMPATA	101
7.1.1	<i>Criteri di calcolo</i>	101
7.1.2	<i>Geometria del modello di analisi</i>	103
7.1.3	<i>Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi</i>	103
7.1.4	<i>Applicazione dei carichi al modello</i>	104
7.1.5	<i>Sollecitazioni di progetto</i>	106
7.1.6	<i>Verifiche di resistenza SLU</i>	110
7.1.7	<i>Verifiche SLE "a respiro" delle anime</i>	115
7.1.8	<i>Verifiche agli SLE-RARA dei traversi</i>	116
7.1.9	<i>Verifiche SLE a fessurazione soletta nelle zone soggette a momento negativo</i>	118
7.1.10	<i>Verifiche SLU delle saldature longitudinali</i>	118
7.1.11	<i>Verifiche delle connessioni a pioli</i>	119
7.2	VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A.	121
7.2.1	<i>Verifica delle predalles in fase di autoportanza</i>	121
7.2.2	<i>Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)</i>	125
8	ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE	151
8.1	ANALISI DELLA PALIFICATA	151
8.2	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	152
8.3	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE	153
8.4	DIMENSIONAMENTO DELLE SINGOLE MEMBRATURE DELLE SPALLE.....	157
8.4.1	<i>Zattera di fondazione</i>	157
8.4.2	<i>Mensola posteriore</i>	157
8.4.3	<i>Muro frontale</i>	157

8.4.4	Paraghiaia.....	158
8.4.5	Muri di risvolto.....	159
8.4.6	Verifiche di resistenza a taglio.....	160
9	VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE	161
9.1	APPARECCHI DI APPOGGIO	161
9.1.1	Carichi verticali trasmessi dall'impalcato	161
9.1.2	Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato	162
9.2	ESCURSIONI DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO E DEI GIUNTI DI DILATAZIONE.....	163
9.3	RIEPILOGO CARATTERISTICHE DI PROGETTO DISPOSITIVI DI VINCOLO E GIUNTI	164
10	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI.....	166
10.1	CRITERI DI CALCOLO.....	166
10.1.1	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione	167
10.1.2	Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione	171
10.1.3	Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione	171
10.1.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale	172
10.1.5	Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale	178
10.1.6	Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato	181
10.1.7	Verifiche SLE - Cedimenti della palificata	184
10.2	APPLICAZIONE AL CASO IN ESAME	184
10.2.1	Caratteristiche delle opere di fondazione su pali.....	184
10.2.2	Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto.....	184
10.2.3	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento).....	184
10.2.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale	185
10.2.5	Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata	185
11	DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)	186
11.1	TIPO DI ANALISI SVOLTE.....	186

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

11.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	186
11.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	186
11.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	186
11.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.....	186
11.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	186
12	ALLEGATO 1 – TRAVERSO - ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI.....	188
13	ALLEGATO 2 – TRAVERSO ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA	189
14	ALLEGATO 3 – TRAVERSO - SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU	190
15	ALLEGATO 4 – TRAVERSO - VERIFICHE SLU	191
16	ALLEGATO 5 – TRAVERSO - VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI	192
17	ALLEGATO 6 – TRAVERSO - VERIFICA DELLE CONNESSIONI A PIOLI	193
18	ALLEGATO 7 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA	194
19	ALLEGATO 8 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI.....	195
20	ALLEGATO 9 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI.....	196

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

1 GENERALITA'

1.1 Oggetto

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche relative alle strutture del Ponte "PO02" dalla progressiva km 14+971.10 alla progressiva km 15+021.10 previsto nell'ambito dei lavori d'intervento della "S.S. 128 lotto 0 – Bivio Monastir - bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700".

Il ponte è composto da un impalcato ad arco a spinta eliminata ad 1 campata di luce pari a 50.0 m misurata in asse appoggi spalle.

Questa soluzione si è resa necessaria per scavalcare un corso idrico esistente, con altezza del piano viario rispetto all'intradosso ridotta al minimo in modo da limitare il sollevamento della livelletta sul piano di campagna.

Le analisi e le verifiche statiche sono condotte conformemente al livello di Progettazione Definitiva di cui trattasi e mirano al dimensionamento degli elementi principali per consentirne una piena definizione dal punto di vista prestazionale ed economico (§art. 26 e 29 D.P.R. 5/10/2010, n°207).

Le analisi e le verifiche degli aspetti di dettaglio, saranno sviluppate nella successiva fase di Progettazione Esecutiva.

1.2 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

1.2.1 Vita Nominale V_N

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 1.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

In accordo con la Committenza Anas è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto: $V_N = 50$ anni (costruzioni con livelli di prestazione elevati).

1.2.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **IV**;
- Coefficiente d'Uso: $C_U = 2.0$.

1.2.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni.

1.3 Descrizione delle opere

Il tracciato planimetrico dell'asse principale, nel tratto lungo il quale si inserisce l'opera si sviluppa **in rettilineo**.

Il ponte stradale è del tipo ad arco-trave a spinta eliminata con pendini verticali ed ha una luce di calcolo di **50.00 m**, misurato in asse appoggi.

I due archi portanti sono progettati con inclinazione di **10°** verso l'interno della piattaforma per incrementare la stabilità della struttura alle azioni orizzontali.

La freccia degli archi dall'estradosso delle travi-catena è pari a **8.123 m**. L'altezza della proiezione sul piano verticale è pari a **8.0 m**.

Il rapporto f/L è pari a **0.16**.

La piattaforma stradale ha larghezza di **10.50 m** (strada **Extraurbana secondaria di tipo C1**, ai sensi del DM2001), fiancheggiata da elementi marginali costituiti da cordoli di larghezza **3.40 m**.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

La concezione strutturale dell'arco-catena prevede che gli archi siano estremamente flessibili nel piano verticale rispetto alle travi-catena; in questa maniera gli effetti flessionali legati ai carichi mobili concentrati si esercitano esclusivamente sulle travi, mentre i profili degli archi rimangono quasi esclusivamente compressi.

Le travi catena sono a sezioni a doppio T di altezza 1.30 m.

Gli archi sono formati con profili a doppio T con asse forte disposto sul piano orizzontale, di dimensioni 0.60 x 0.50 m.

I pendini verticali sono costituiti da Barre M64 in acciaio inox S460 del tipo Macalloy.

L'impalcato è costituito da un grigliato di travi trasversali e longitudinali metalliche a sezione a doppio T.

Le travi trasversali sono di altezza variabile (0.8 m all'imposta e 1.0 m in mezzzeria) per conferire alla stessa la pendenza trasversale stradale (2.5%).

E' presente una controventatura, all'interno delle longarine, necessaria durante le operazioni di varo del ponte.

Per quanto attiene i collegamenti, i conci delle travi-catena e degli archi e i collegamenti dei traversi superiori saranno interamente saldati con saldature a Piena Penetrazione, mentre i collegamenti tra traversi inferiori e travi principali saranno di tipo bullonato.

Le unioni bullonate previste per i collegamenti tra traversi e travi-catena saranno del tipo "AD ATTRITO", mentre le unioni relative ai controventi saranno "A TAGLIO".

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi principali, ha spessore di 28 cm. E' previsto l'impiego di lastre prefabbricate autoportanti (predalles) in c.a. di spessore pari a 6 cm tessute in direzione trasversale.

La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson Ø22 con altezza di 220 mm.

Nelle figure seguenti sono riportate le sezioni rappresentative dell'impalcato:

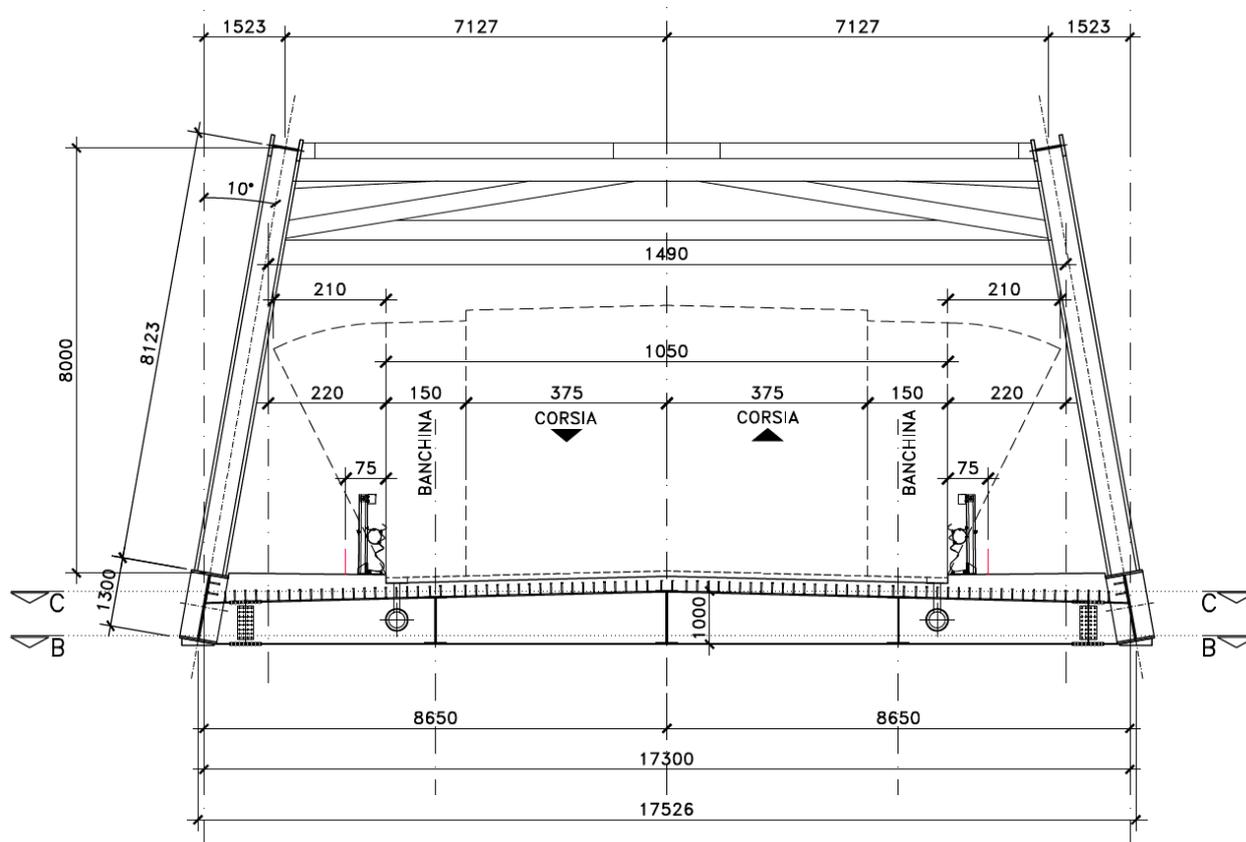


Figura 1.1. Sezione trasversale impalcato in campata

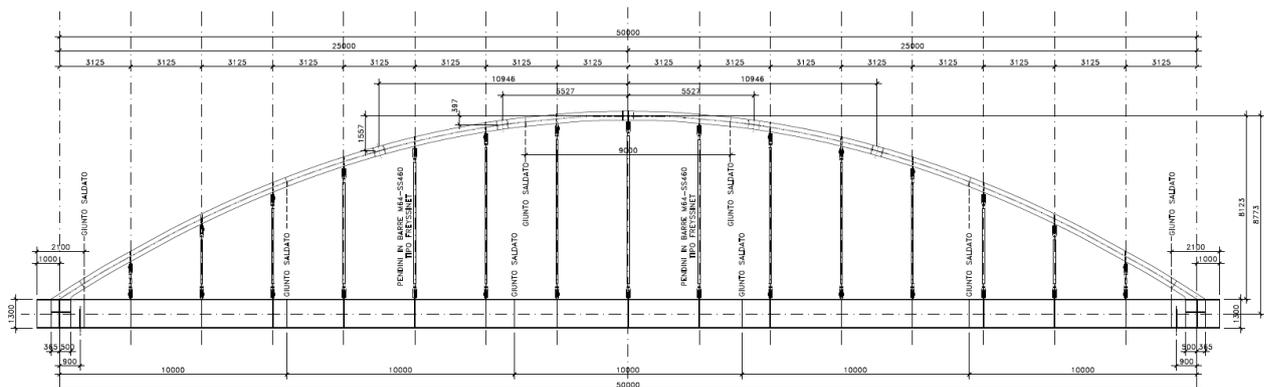


Figura 1.2. Sezione longitudinale impalcato

Lo schema di vincolo prevede l'adozione di apparecchi di appoggio in acciaio-teflon a disco elastomerico confinato.

L'allineamento fisso per azioni orizzontali longitudinali è stato ubicato sulla spalla SPA.

Alle estremità dell'impalcato sono previsti giunti di dilatazione in elastomero armato in corrispondenza della piattaforma carrabile e giunti di cordolo in corrispondenza degli elementi marginali.

Le spalle del ponte sono di tipo tradizionale con:

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

- muro frontale di altezza pari a **1.50** m per entrambe le spalle e spessore del paramento pari a **3.50** m;
- paraghiaia di altezza di circa **1.86** m e spessore **50** cm, debitamente arretrato rispetto alle travi d'impalcato in modo da garantire un varco di ampiezza adeguata alla manutenzione.

Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto, costituite da zattere di spessore pari a **1.5** m con pali di diametro ϕ **1200** in numero di:

- **14** (7 x 2) per entrambe le spalle.

Per il dimensionamento delle opere provvisionali necessarie alla realizzazione delle sottostrutture del ponte si rimanda alla relazione di calcolo relativa alle opere provvisionali.

1.4 Considerazioni sulle metodologie costruttive

La struttura in esame è posizionata lungo un tratto stradale in variante rispetto al tracciato esistente; conseguentemente, la realizzazione dell'opera non presenta particolari criticità ed interferenze con il flusso viario attuale.

Sono previste le seguenti fasi:

fase 1: Realizzazione delle sottostrutture:

- Fase 1a: realizzazione delle paratie di micropali provvisionali a protezione degli scavi per la realizzazione delle nuove spalle;
- Fase 1b: esecuzione scavo delle nuove spalle fino a quota magrone;
- Fase 1c: realizzazione dei pali di fondazione;
- Fase 1d: realizzazione delle zattere di fondazione;
- Fase 1e: realizzazione delle elevazioni delle spalle;
- Fase 1f: realizzazione del cuneo di transizione;
- Fase 1g: completamento del rilevato di approccio;

fase 2: Realizzazione impalcato, finiture e protezioni:

- Fase 2a-b: assemblaggio a piè d'opera della carpenteria metallica dell'impalcato ad arco-trave e varo in posizione finale con l'ausilio di gru previo posizionamento degli appiccchi di appoggio;
- Fase 2c: Montaggio predalle e getto soletta d'impalcato.
- Fase 2d: Realizzazione finiture e messa in esercizio della strada con deviazione del traffico sulla nuova viabilità;

fase 3: Demolizione del ponte esistente e sistemazione definitiva del sottoattraversamento idraulico.

La soletta in c.a. è prevista gettata in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in c.a. con funzione di cassero a perdere..

Una volta disposte le coppelle sul graticcio d'impalcato si provvede alla posa dell'armatura integrativa e quindi al getto di completamento.

Successivamente, si provvederà alla realizzazione dei cordoli e delle finiture.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Le analisi e le verifiche delle strutture sono state effettuate nel rispetto della seguente normativa vigente:

- [D_1]. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> (nel seguito indicate come NTC18).
- [D_2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18).
- [D_3]. Norma Europea UNI EN 206: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità (Dicembre 2016).
- [D_4]. Norma Italiana UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 (luglio 2016).

Altresì, ci si è riferiti agli Eurocodici secondo quanto specificato nel prosieguo della relazione.

Ulteriori riferimenti sono rappresentati dai seguenti documenti:

- [D_5]. Sètra – Eurocodes 3 and 4. Application to steel-concrete composite road bridges (july 2007).
- [D_6]. Sètra –Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretois. Ouvrages d'art. (n.54 – mars 2007).

3 NORME TECNICHE

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

4.1 Calcestruzzi

4.1.1 Caratteristiche ai fini della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme [D_3] e [D_4].

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione, in accordo alla “Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano” contenuta nell’appendice A alla norma [D_4], che attribuisce alla [Sardegna](#) un livello di rischio [Nullo](#), è stata esclusa l’applicazione della classe XF (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe XD (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall’acqua di mare).

Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d’opera e il contenuto minimo di cemento:

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)							
CALCESTRUZZO PER	Magrone di sottofondazione	Pali	Fondazioni - Spalle *	Elevazioni - Spalle *	Baggioni	Predalle prefabbricate	Getti in opera e cordoli marginali
Classe di resistenza (fck/Rck) (Mpa)	C12/15	C32/40	C32/40	C32/40	C35/45	C35/45	C35/45
Classe di esposizione ambientale	-	XC2-XA1	XC2-XA1	XC4	XC4	XC4	XC4
φ max inerti (mm)	Dupper	32	32	25	25	12	25
	Dlower	20	20	16	16	8	16
Classe di consistenza	-	S5	S4	S4	S5	S5	S5
Rapporto max acqua/cemento	-	0.5	0.5	0.5	0.45	0.45	0.45
Contenuto massimo di cloruri	-	CEM IV	CEM IV	CEM I÷V	CEM I÷V	CEM I÷V	CEM I÷V
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	150	340	340**	340**	360	360	360

Tabella 4.1 – Caratteristiche dei Calcestruzzi

* Cemento LH (Low Heat) a basso calore di idratazione.

** I contenuti di cemento indicati saranno verificati in sede di prequalifica, imponendo che il riscaldamento del calcestruzzo del nucleo in condizioni adiabatiche rispetti le seguenti condizioni:

- $\delta T_{3gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore non superiore a 2 m;
- $\delta T_{7gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore superiore a 2 m.

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

4.1.2 Copriferrini nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrino), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §[D_2], nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C _{min}	C ₀	ambiente	C ₀ ≥ C ₀	C ₀ > C ₀	C ₀ ≥ C ₀	C ₀ > C ₀	C ₀ ≥ C ₀	C ₀ > C ₀	C ₀ ≥ C ₀	C ₀ > C ₀
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 50 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferrino vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

La tabella seguente illustra, i valori del calcestruzzo nominale, richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

DETERMINAZIONE DEI COPRIFERRINI NOMINALI SECONDO NTC2018

Dati generali relativi all'opera	Var	unità
Tipo di costruzione (1=temp. o provvisoria; 2 = prestazioni ordinarie; 3=prestazioni elevate)	TC	2
Vita nominale dell'opera	V _N	anni 50

Tabella C4.1.IV Copriferrini minimi in mm

ambiente	R _{ckmin}	R _{ck0}	barre da c.a.				cavi da c.a.p.			
			elementi a piastra		altri elementi		elementi a piastra		altri elementi	
			R _{ck} ≥ R _{ck0}	R _{ckmin} ≤ R _{ck} ≤ R _{ck0}	R _{ck} ≥ R _{ck0}	R _{ckmin} ≤ R _{ck} ≤ R _{ck0}	R _{ck} ≥ R _{ck0}	R _{ckmin} ≤ R _{ck} ≤ R _{ck0}	R _{ck} ≥ R _{ck0}	R _{ckmin} ≤ R _{ck} ≤ R _{ck0}
ordinario	30	45	15	20	20	25	25	30	30	35
aggressivo	37	50	25	30	30	35	35	40	40	45
molto ag.	45	55	35	40	40	45	5	50	50	50

Elemento	Pali	Fondazioni - Spalle	Elevazioni - Spalle	Elevazioni - Baggioni	Solette Impalcato predalle	Solette Impalcato getti in opera e cordoli marginali
Tipo di armatura (1=barre da c.a.; 2=cavi da c.a.p.)	1	1	1	1	1	1
Elemento a piastra	SI	SI	SI	NO	SI	SI
Classe di esposizione	XC2-XA1	XC2-XA1	XC4	XC4	XC4	XC4
Ambiente	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo
R _{ck}	Mpa	40	40	45	45	45
Check R _{ck} min		OK	OK	OK	OK	OK
copriferrino minimo (Tab. C4.1.IV NTC)	mm	30	30	30	35	30
incremento Per V _n =100 (tipo di costruzione 3)	mm	0	0	0	0	0
elem. prefabbricato con ver. Copriferrini*		NO	NO	NO	SI	NO
riduzione per produzioni con ver. Copriferrini		0	0	0	-5	0
Tolleranza di posa		10	10	10	5	10
copriferrino nominale	mm	40	40	40	45	40

Tabella 4.2 – Valori dei copriferrini nominali in base alle NTC2018

Relativamente alle predalle prefabbricate, trattandosi di elementi prodotti con sistemi sottoposti a controlli di qualità che comprendono la verifica dei copriferrini, i valori minimi della Tab. C4.1.IV sono stati ridotti di 5 mm. Analogamente, per questi elementi le tolleranze di posa sono state limitate a 5 mm.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

I valori effettivamente adottati per i copriferri nominali di progetto tengono conto anche di criteri di uniformità e della volontà di garantire valori maggiori dei minimi di norma per superfici contro-terra.

Elemento	Pali	Fondazioni - Spalle	Elevazioni - Spalle	Elevazioni - Baggioli	Solette Impalcato predalle	Solette Impalcato getti in opera e cordoli marginali	
copriferro nominale di progetto	mm	75	40	40	45	30	40

Tabella 4.3 – Valori dei copriferri nominali adottati in progetto

4.1.3 Resistenze di progetto

Calcestruzzo C32/40:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	C32/40
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

STATI LIMITE ULTIMI	Var	
coefficiente γ_c	γ_c	1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22

Calcestruzzo C35/45:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C35/45
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	Mpa	45
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	35
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	43.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	Mpa	3.21
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	2.25
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	4.17
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.85
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	34077

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente γ_c	γ_c		1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	19.83
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.50

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	21.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	15.75
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.67

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	3.37
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	2.36

4.1.4 Verifiche a fessurazione

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considerano:

- Condizioni **aggressive**: per le verifiche a fessurazione delle fondazioni e delle sottofondazioni (classe di esposizione **XC2-XA1**), della **soletta**, delle **elevazioni delle spalle** (classe di esposizione **XC4**).

La Tab. 4.1.IV stabilisce i criteri per la scelta degli stati limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
 - o Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm
 - o Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2$ mm

In alcuni casi, in accordo al par. §4.1.2.2.4.5, le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure sono state condotte senza calcolo diretto, verificando che la tensione di trazione dell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, sia contenuta entro i valori limite specificati nelle seguenti tabelle:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

In rapporto a quanto specificato nelle precedenti tabelle è possibile individuare le tensioni limite dell'acciaio per ciascun diametro delle barre:

Tensioni limite in funzione diametro barre			
Diametro barre ϕ [mm]	Tensione max acciaio σ_s [Mpa]		
	$w_3=0.4\text{mm}$	$w_2=0.3\text{mm}$	$w_1=0.2\text{mm}$
40	160	114	93
36	180	137	111
32	200	160	129
30	207	171	138
28	213	183	147
26	220	194	156
24	227	204	164
22	233	213	173
20	240	222	182
18	260	231	191
16	280	240	200
14	300	260	220
12	320	280	240
10	360	320	260
8	360	360	280
6	360	360	320

4.2 Acciaio in barre per cemento armato e Reti Elettrosaldate

4.2.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio in barre B450C in accordo a DM 17/01/2018 (Capitolo 11).

Le Reti Elettrosaldate (RES), potranno essere realizzate impiegando acciaio B450A con le limitazioni all'impiego previste nel capitolo 11 delle NTC2018.

4.2.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità	B450C	B450A
Qualità dell'acciaio			B450C	B450A
Tensione caratteristica di snervamento nominale	f_{yk}	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	f_{tk}	Mpa	540	450
Modulo elastico	E_s	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	ϕ_{min}	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	ϕ_{max}	mm	40	10
STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità		
coefficiente γ_s	γ_s		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità		
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max}=0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

4.3 Acciaio per carpenteria metallica

4.3.1 Qualità dell'acciaio

La carpenteria metallica sarà realizzata in Acciaio del tipo autoprotetto (COR-TEN) delle seguenti caratteristiche:

Acciaio per strutture principali:

Elementi principali composti per saldatura o soggetti a saldatura:

- Acciaio [S355J0 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori ≤ 20 mm;
- Acciaio [S355J2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori $20 \text{ mm} < t \leq$ di 40 mm;
- Acciaio [S355K2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori $t >$ di 40 mm.

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

4.3.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio da carpenteria metallica		Var	unità	UNI EN 10025
Qualità dell'acciaio				S355
Tensione caratteristica di snervamento	$t \leq 40 \text{ mm}$	f_{yk}	Mpa	355
Tensione caratteristica di rottura		f_{tk}	Mpa	510
Tensione caratteristica di snervamento	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	f_{yk}	Mpa	335
Tensione caratteristica di rottura		f_{tk}	Mpa	510
Modulo elastico		Es	Mpa	210000
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità	
coeff. di sicurezza per resistenza delle sezioni γ_{m0}		γ_{m0}		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature γ_{m1}		γ_{m1}		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti γ_{m1}		γ_{m1}		1.10
coeff. di sicurezza per resistenza alla frattura, delle sez. Tese indebolite dai fori γ_{m2}		γ_{m2}		1.25
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	322.7
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	367.2
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	304.5
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	408.0

4.4 Pendini

4.4.1 Qualità dell'acciaio

Pendini tipo [Macalloy](#) in acciaio Inox [S460](#).

4.4.2 Resistenze di progetto

Table 1 - Material Properties

Product name	Material	Minimum Yield Stress N/mm ²	Min. Breaking Stress N/mm ²	Min. Elongation %	Min. Charpy Impact Value J@ -20°C	Nominal Youngs Modulus kN/mm ²
Macalloy 460	Carbon Steel	460	610	19	27	205
Macalloy S460	Stainless Steel	460	610	15	27	205
Macalloy 520	Carbon Steel	520	660	19	27	205
Macalloy S520	Stainless Steel	520	660	15	27	205

Table 2 - Tendon Capacities for Carbon and Stainless Macalloy 460

Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100	M105
Nominal Bar Dia.	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	73	83	87	97	102
Min. Yield Load	kN	25	36	69	108	156	249	364	501	660	912	1204	1756	2239	2533	3172	3520
Min. Break Load	kN	33	48	91	143	207	330	483	665	875	1209	1596	2329	2969	3358	4206	4667
Design Resistance to EC3 N _{sd}	kN	24	35	66	103	149	238	348	479	630	870	1149	1677	2138	2418	3029	3360
Nominal Bar Weight	(kg/m)	0.5	0.75	1.4	2.2	3.0	4.8	7.1	9.4	12.5	16.7	22.2	32	41.5	46.7	58	64.1

4.5 Connettori a piolo tipo Nelson

4.5.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio secondo UNI EN ISO 13918.

Acciaio S235J2G3 + C450 o similare (ST37 – 3K DIN 50049).

4.5.2 Resistenze di progetto

CONNETTORI A PIOLO	Var	unità	
Qualità dell'acciaio			ex ST37-3K (S235J2+C
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	Mpa	≥ 350
Tensione caratteristica di rottura	f _{uk}	Mpa	≥ 450
Allungamento percentuale a rottura	A	%	≥ 15
Strizione	St	%	≥ 50

4.6 Giunzioni bullonate

4.6.1 Qualità dell'acciaio

Tutte le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloneria da precarico ad Alta Resistenza (AR), conforme alla norma UNI EN 14399-1 e alle NTC2018 e recante marchiatura CE.

I bulloni avranno le seguenti caratteristiche:

- Viti di Classe 10.9 secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 898-1;
- Dadi Classe 10 secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 20898-2;
- Rondelle (rosette) secondo UNI EN 14399-6.

Le giunzioni bullonate dei collegamenti tra travi principali e trasversi saranno del tipo ad attrito.

Le giunzioni bullonate dei controventi a croce saranno del tipo a taglio.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

In ogni caso i collegamenti bullonati devono essere a **serraggio controllato** con bulloni caratterizzati da classe k pari a **K₂** (bulloneria da precarico).

4.6.2 Resistenze di progetto

Classe di resistenza della vite			10.9
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y,bk}$	Mpa	900
Tensione caratteristica di rottura	$f_{t,bk}$	Mpa	1000
STATI LIMITE ULTIMI			Var
			unità
coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni γ_{m2}	γ_{m2}		1.25
Resistenza unitaria a taglio - gambo filettato della vite (A_{res}) $f_{v,Rd} = fac f_{t,bk} / \gamma_{m2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	400
Resistenza unitaria a taglio - gambo NON filettato della vite (A) $f_{v,Rd} = 0.6 f_{t,bk} / \gamma_{m2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	480
Resistenza unitaria a trazione - $f_{t,Rd} = 0.9 f_{t,bk} / \gamma_{m2}$	$f_{t,Rd}$	MPa	720
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLU γ_{m3}	γ_{m3} SLU		1.25
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLE γ_{m3}	γ_{m3} SLE		1.10
Unioni ad attrito - coefficiente γ_{m7} - Precarico dei bulloni ad Alta Resistenza	γ_{m7}		1.00
Unioni ad attrito - Forza unitaria di "precarico" $f_{p,Cd} = 0.7 f_{t,bk} / \gamma_{m7}$	$f_{p,Cd}$	MPa	700
Unioni ad attrito - coefficiente di attrito μ	μ		0.30
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLU $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{m3}$	$f_{s,Rd}$ SLU	MPa	168
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLE $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{m3}$	$f_{s,Rd}$ SLE	MPa	191

4.7 Giunzioni saldate

Tutte le giunzioni per **l'assemblaggio dei conci delle travi principali**, sia quelle da eseguire in officina che quelle da eseguire in cantiere, **saranno di tipo saldato a completa penetrazione di 1° classe**.

I procedimenti di saldatura, i materiali di apporto e i controlli dovranno essere conformi a quanto stabilito dalle NTC2018. Le specifiche e la sequenza esecutiva delle saldature a completa penetrazione saranno concordate con l'I.I.S.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

5 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

5.1 Elenco delle azioni sui ponti stradali

Le azioni di progetto, in accordo con quanto previsto dal capitolo 5 “Ponti” delle NTC2018, vengono di seguito elencate:

Azioni permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali: g1
- Carichi permanenti portati (pavimentazione, cordoli/marciapiedi, barriere acustiche (ove previste), barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) g2
- Altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, etc.) g3

Distorsioni e deformazioni impresse:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε1
- Effetti reologici - ritiro: ε2
- Effetti reologici - viscosità: ε3
- Cedimenti vincolari: ε4

Azioni Variabili da traffico:

- Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici (Schemi di carico 1 ÷ 5): q1
- Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturale: q2
- Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q3
- Azione centrifuga: q4

Altre Azioni Variabili:

- Azioni di Neve e di Vento: q5
- Azioni idrodinamiche: q6
- Azioni della temperatura: q7
- Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8
- Resistenze parassite dei vincoli: q9

Azioni sismiche:

E

Azioni eccezionali:

A

Nel prosieguo vengono analizzate solo le azioni prese in considerazione ai fini della progettazione delle strutture in esame.

5.2 Analisi dei carichi

Nella determinazione dei valori delle azioni si è tenuto conto dei seguenti pesi unitari dei materiali:

- Strutture in cemento armato: $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Strutture in acciaio: $\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Pavimentazione: $\gamma_{pav} = 24.0 \text{ kN/m}^3$

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni agenti sulle strutture con riferimento al loro valore caratteristico (k).

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

5.2.1 Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1

5.2.1.1 Peso proprio delle strutture d'impalcato

Nell'ambito dell'analisi globale delle strutture principali d'impalcato, il peso proprio della carpenteria metallica è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato, a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando un coefficiente maggiorativo pari a 1.1 che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie non rappresentate nei modelli (controventi, saldature, bullonature etc.).

Il peso proprio della soletta comprensiva delle predalle è pari a:

- Soletta in c.a.: $17.30 \times 0.28 \times 25.0 = 121.1$ kN/ml

Nell'ambito dell'analisi delle sottostrutture è stato considerato il seguente peso proprio delle strutture di carpenteria metallica d'impalcato:

- Strutture in carpenteria metallica impalcato : $4.00 \times 17.30 = 86.50$ kN/ml

Si ottiene pertanto un peso proprio complessivo delle strutture d'impalcato pari a:

$$Pg1a = 86.50 + 121.10 = 207.6 \text{ kN/m}$$

5.2.1.2 Peso proprio delle sottostrutture e relative fondazioni

Il peso proprio delle spalle è stato computato nell'ambito delle rispettive analisi e verifiche, condotte con l'ausilio di specifici fogli di calcolo di Excel.

5.2.2 Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2

5.2.2.1 Carichi permanenti agenti sulle strutture d'impalcato

Il peso della pavimentazione, comprensivo dello strato di impermeabilizzazione estradossale, è pari a:

$$g2.pav = 0.11 \times 24.0 = 2.64 \text{ kN/mq}$$

approssimando per eccesso, nelle analisi si considera il valore di 3.0 kN/mq.

L'analisi dei carichi permanenti portati è appresso illustrata:

Analisi dei carichi		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	13.60	6.95	94.52
cordolo dx	kN/m	13.60	-6.95	-94.52
pavimentazione	kN/m	31.50	0.00	0.00
barriera integrata/guard-rail sx	kN/m	1.50	8.15	12.23
barriera integrata/guard-rail dx	kN/m	1.50	-8.15	-12.23
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.50	10.10	5.05
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.50	-10.10	-5.05
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	4.97	7.46
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	1.50	-4.97	-7.46
veletta sx + carter	kN/m	0.00	8.65	0.00
veletta dx	kN/m	0.00	-8.65	0.00
Sommano		65.70	0.00	0.00

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

5.2.2.2 Rinterro sulle spalle

Gli effetti del rinterro sono stati determinati considerando un peso specifico del terreno:

$$\gamma_{rin} = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

5.2.3 Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3

La spinta delle terre sulle spalle fondate su pali è stata valutata in esercizio con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno retrostante.

Sono stati considerati i seguenti parametri:

peso di volume del materiale da rilevato stradale: $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

angolo d'attrito interno del rilevato stradale: $\phi = 35^\circ$

coefficiente di spinta a riposo : $K0 = 1 - \text{sen } \phi = 0.426$

In condizioni sismiche, la spinta delle terre è stata valutata in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

Il calcolo dei coefficienti di spinta è esplicitato nell'ambito delle verifiche delle spalle.

5.2.4 Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – ε2 e ε3

5.2.4.1 Deformazione da ritiro a tempo infinito

La deformazione totale per ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno

La valutazione delle deformazioni sopra elencate è stata effettuata in accordo al punto §11.2.10.6 delle NTC2018 pervenendo ai seguenti valori:

Ritiro del calcestruzzo (ε 2)	var	unità	
Modulo elastico calcestruzzo	Ec	MPa	34077
spessore dei getti in opera	hc	m	0.22
area del calcestruzzo soggetta a ritiro	Ac	m ²	3.806
perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera	u	m	24.54
coefficiente $h_0 = 2 \times Ac / u$	h0	mm	310
umidità relativa atmosfera	RH	%	75%
deformazione finale da ritiro per essiccamento	ε c		0.00022
deformazione finale per ritiro autogeno	ε ca		0.00006
deformazione totale finale per ritiro	ε cs		0.00028

5.2.4.2 Coefficienti di omogeneizzazione acciaio-clc a lungo termine

Gli effetti del ritiro e della viscosità sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)}$$

Dove:

E_{c0} è il modulo elastico del clc a 28 giorni;

ψ_L è un coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione che per la valutazione degli effetti isostatici ed iperstatici del ritiro vale 0.55 mentre per la valutazione degli effetti indotti dai carichi permanenti vale 1.10;

$\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità definito in accordo alle tabelle 11.2.VI e 11.2.VII delle NTC2018 in funzione di t_0

t_0 è assunto pari ad 1 giorno per la valutazione degli effetti dovuti dal ritiro, mentre è assunto pari a 60 giorni per la valutazione degli effetti dovuti ai carichi permanenti.

Le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni trasversali composte che schematizzano l'impalcato sono state definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di lunga durata, sono stati definiti i rapporti modulari n_L in funzione del tipo di azione mediante la:

$$n_L = \frac{E_a}{E_c^*} = \frac{E_a}{E_{c0} / (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))} = n_0 (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))$$

Avendo indicato con $n_0 = E_a / E_{c0}$ il rapporto modulare per azioni di breve durata.

In ultima analisi si ottiene:

Condizione di carico	Ψ_L	t_0 (giorni)	$\phi_c(\text{inf}, t_0)$	n_L
Ritiro	0.55	1	2.93	16.10
Carichi permanenti portati	1.10	60	1.36	15.39

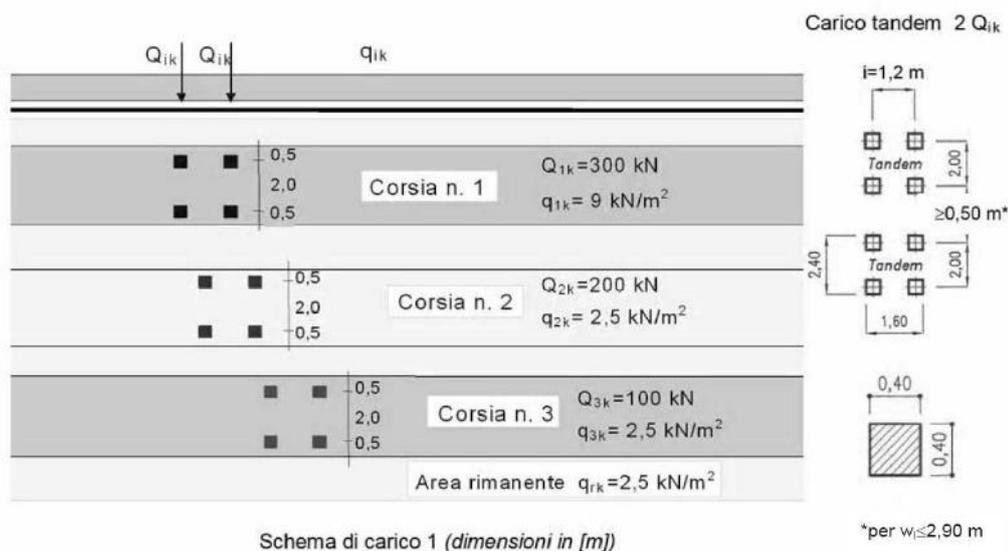
5.2.5 Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – ϵ_4

Trattandosi di impalcato a trave appoggiata, gli effetti legati ai cedimenti degli appoggi sono nulli.

5.2.6 Azioni variabili da traffico - Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici – q_1

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018.

Per le analisi globali finalizzate al dimensionamento delle strutture di impalcato e delle sottostrutture si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella seguente figura:



Si considera un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

Le intensità dei carichi concentrati e distribuiti considerate sono quelle richiamate nella Tab. 5.1.II delle NTC2018:

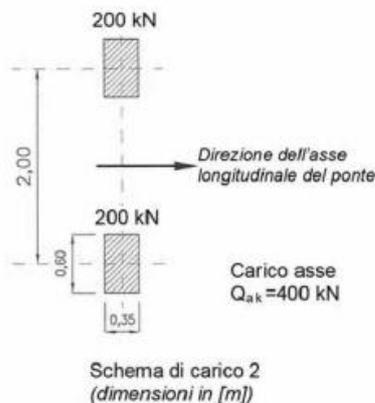
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

I suddetti carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Nel caso in esame, non essendo previsti marciapiedi aperti al pubblico, non è stato considerato lo Schema di carico 5, relativo alla folla, uniformemente distribuito di intensità pari a 5.0 kN/m².

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato è stato considerato anche lo Schema di carico 2 costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato nella figura seguente:



Questo schema è stato considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I delle NTC2018):

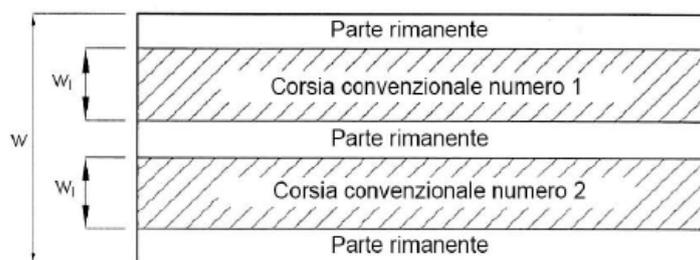


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

5.2.6.1 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali impalcato

La disposizione delle corsie convenzionali nella carreggiata è stata scelta in modo da ottenere la situazione più gravosa sul singolo arco-trave esaminato:

- C1: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3 e parte rimanente), disposte a partire dal margine destro della carreggiata.

Le disposizioni delle corsie di carico prese in considerazione per le analisi locali sono più avanti illustrate.

5.2.6.2 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali sottostrutture

- C1: impalcato impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata, e carico distribuito q_{ik} sulla rimanente larghezza dell'impalcato, questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;

- C2: impalcato impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata, questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture;
- C3: impalcato impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata, e carico distribuito q_{ik} sulla rimanente larghezza dell'impalcato, questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;
- C4: impalcato impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine destro della carreggiata, questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture.

5.2.6.3 Disposizione longitudinale dei carichi mobili

In direzione longitudinale, i carichi sono stati applicati come suggerito dalle linee d'influenza in modo da ottenere gli effetti più sfavorevoli.

5.2.7 Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q3

L'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{ik}) + 0.10 q_{ik} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Nel caso in esame si ha:

$$q_3 = 500.4 \text{ kN}$$

5.2.8 Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – q4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri), l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella Tab. 5.1.III delle NTC2018, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Nel caso in esame il tracciato lungo cui si inserisce il ponte è in rettilineo e pertanto gli effetti della forza centrifuga sono nulli.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

5.2.9 Azioni di Neve e di Vento – q5

5.2.9.1 Carico da neve

Il carico di neve, non concomitante con i carichi da traffico, non risulta in alcun modo dimensionante nel caso in esame e non viene preso in considerazione.

5.2.9.2 Azioni del vento

Le azioni da vento sono state valutate secondo quanto specificato nel par. 3.3 delle NTC2018.

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Per il calcolo dei coefficienti di forma si è fatto riferimento alla UNI-ENV 1991-2-4/1997:

$$c_{f,x} = c_{f_{x,0}}$$

Dove:

$c_{f_{x,0}}$ è il coefficiente di forma per snellezza infinita da determinarsi in base alle caratteristiche geometriche dell'impalcato ed al rapporto d/b in base alle figure sotto riportate:

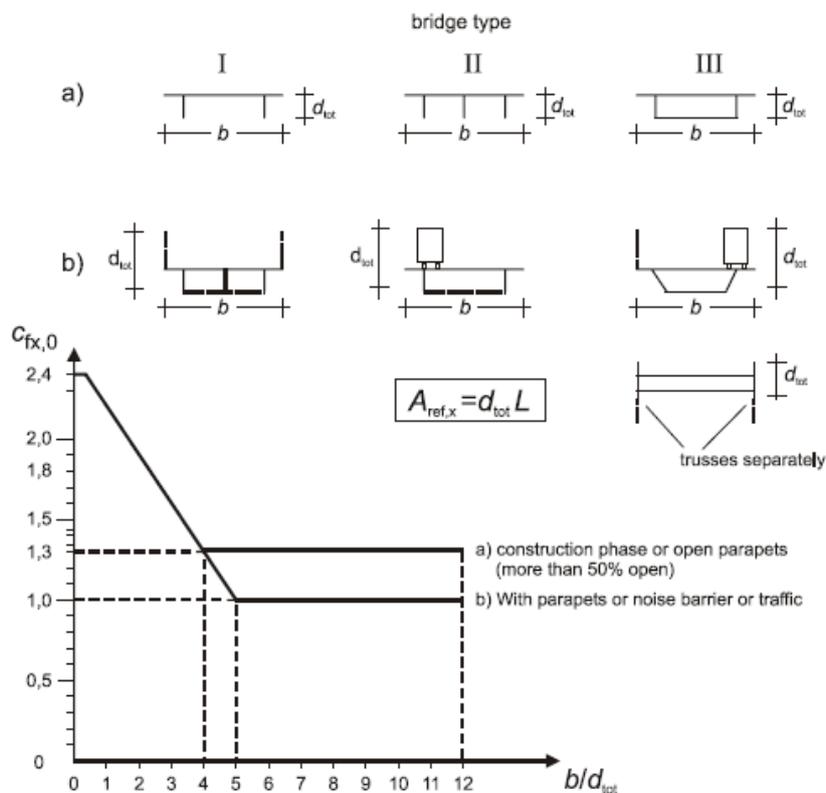


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $C_{fx,0}$

Di seguito si riporta il calcolo delle azioni esercitate dal vento sulle strutture d'impalcato:

Effetti dovuti al Vento (q5)	var	unità	
parametro vb,0	vb0	m/sec	28
parametro a0	a0	m	750
parametro ka	ka	l/sec)	0.4
altitudine del viadotto s.l.m.	as	m	150
velocità di riferimento vb	vb	m/sec	28.0
pressione cinetica del vento	qb	kN/m2	0.49
Classe di rugosità del terreno			D
Categoria di esposizione del sito			II
coefficiente kr	kr		0.19
altezza di riferimento z0	z0	m	0.05
altezza di riferimento zmin	zmin	m	4.00
altezza dal suolo z	z	m	9.7
coefficiente di topografia	ct		1.0
coefficiente di esposizione ce(z)	ce		2.33
coefficiente dinamico cd	cd		1.00
coefficiente di forma cp impalcato scarico	cp1		1.30
coefficiente di forma cp impalcato carico	cp2		1.33
coefficiente di forma cp archi	cp3		2.10
coefficiente di forma cp pendini	cp4		1.20
pressione del vento impalcato scarico		kN/m2	1.49
pressione del vento impalcato carico		kN/m2	1.51
pressione del vento archi		kN/m2	2.40
pressione del vento sui pendini		kN/m2	1.37
Lunghezza complessiva impalcato	Ltot	m	52
altezza impalcato scarico	Hp1	m	2.60
Altezza impalcato carico	Hp2	m	4.40
Altezza archi	Ha	m	0.50
Altezza pendini	Ha	m	0.50
Altezza centro di taglio	zg	m	1.44

Pertanto, si ottengono le seguenti azioni sui diversi elementi strutturali:

- Carico orizzontale del vento su impalcato scarico: $Fw1 = 2.60 \times 1.49 = 3.86 \text{ kN/m}$
- Carico orizzontale del vento su impalcato carico: $Fw2 = 4.40 \times 1.51 = 6.67 \text{ kN/m}$
- Carico orizzontale del vento sugli archi: $Fw3 = 0.50 \times 2.40 = 1.20 \text{ kN/m}$
- Carico orizzontale del vento sui pendini: $Fw4 = 0.064 \times 1.37 = 0.09 \text{ kN/m}$

Relativamente alle azioni del vento in direzione verticale, la norma EN 1991-1-4, suggerisce di considerarle simultaneamente alle azioni orizzontali, limitatamente ai casi in cui queste azioni risultino "significative".

Al punto 8.3.3 viene poi ulteriormente specificato che le azioni del vento in direzione verticale determinano effetti "significativi" solo se l'entità del carico è dello stesso ordine di grandezza dei carichi permanenti.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

Nel caso in esame si ha:

$$F_{w,z} = \pm q_b \times c_e \times c_{f,z} \times A_{ref,z} = \pm 0.49 \times 2.33 \times 0.9 \times 17.30 \times 52.0 = \pm 924.4 \text{ kN}$$

Nella quale $c_{f,z} = 0.90$ è il coefficiente di pressione in direzione verticale.

L'eccentricità di questa forza in direzione trasversale è fissata in:

$$e = b / 4 = 17.3 / 4 = 4.325 \text{ m}$$

e pertanto, si sviluppa un momento torcente pari a:

$$M_{tw,z} = \pm 924.4 \times 4.325 = \pm 3998.0 \text{ kNm}$$

Volendo stimare il rapporto tra le forze relative al vento verticali e il peso proprio della struttura, si determina la reazione massima agli appoggi generata dal vento verticale:

$$R_{F_{w,z}} = 924.4 / 4 + 3998.0 / 2 / 17.3 = 346.6 \text{ kN}$$

Le reazioni generate dai carichi permanenti è pari complessivamente a:

$$R_{G1+G2} = 3355.7 \text{ kN}$$

L'entità delle forze generate dal vento in direzione verticale risulta, nel caso in esame, di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quelle generate dai carichi permanenti e sono state ritenute trascurabili.

5.2.10 Azioni della temperatura – q7

Le variazioni termiche agenti sulle strutture d'impalcato sono state adottate in accordo alla norma EN 1991-1-5.

Nell'analisi globale delle strutture d'impalcato e delle sottostrutture sono state considerate:

- una variazione termica positiva tra soletta e travi metalliche pari a $+10^\circ$;
- una variazione termica negativa tra soletta e travi metalliche pari a -10° .

Le differenze di temperatura uniforme agenti sulle strutture d'impalcato, considerate ai fini del dimensionamento delle strutture portanti principali e dell'escursione longitudinale di dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione, sono state valutate in base ai seguenti parametri:

Dati	Var	unità	imp	archi
Distanza tra punto fisso e giunto di dilatazione	DL	m	52.00	52.00
Tipologia di impalcato	Type		2	1
Coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05	1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15	15
Temperatura massima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.43	41.43
Temperatura minima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-7.59	-7.59
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	150	150
Zona climatica	Z		II	II
deformazione totale finale per ritiro	ϵ_{cs}		0.00015	0.00015

Le tipologie d'impalcato fanno riferimento alla classificazione della EN 1991-1-5; in particolare, è stata adottata il tipo 2 per le strutture dell'impalcato vero e proprio (impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo), e il tipo 1 per le strutture in acciaio degli archi, dei pendini e dei controventi superiori.

La zona climatica fa riferimento alla zonizzazione del territorio nazionale di seguito illustrata:

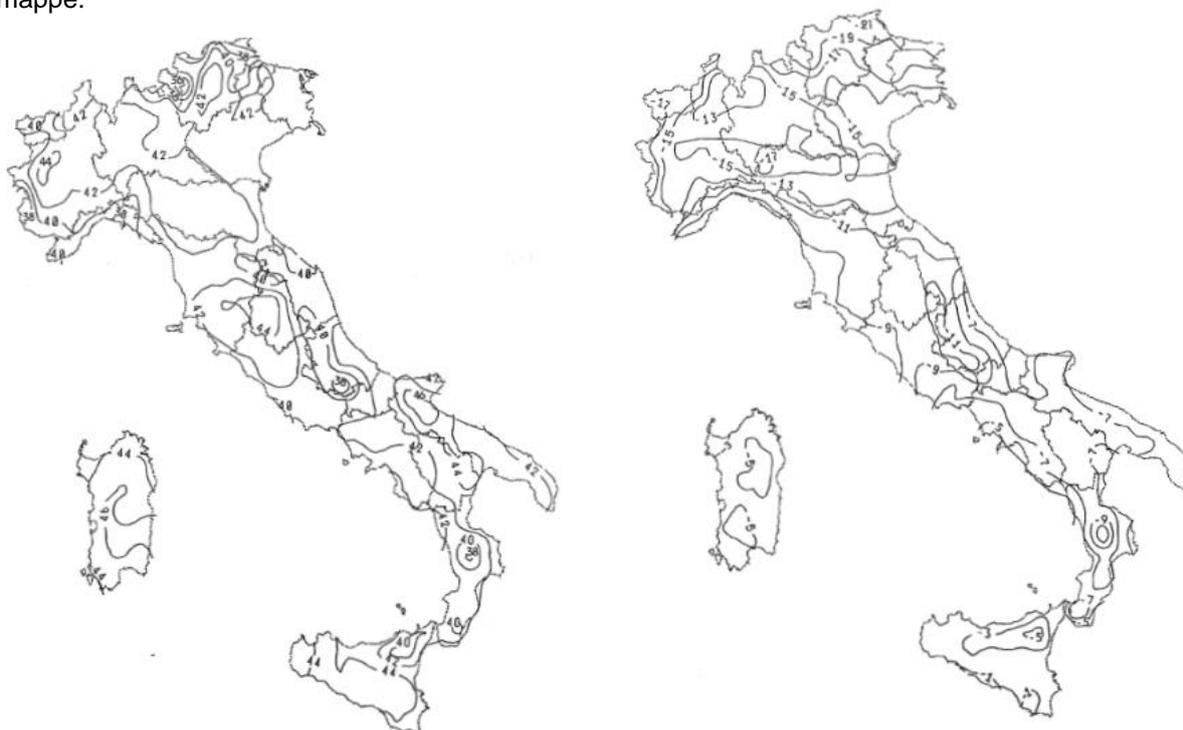
Al fine della valutazione della temperatura dell'aria all'ombra a quote diverse da quella del mare, il territorio italiano è suddiviso in 4 zone climatiche:

- zona I (Valle d'Aosta, Piemonte Lombardia, Emilia Romagna, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Trentino Alto Adige);
- zona II (Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata);
- zona III (Marche, Abruzzo, Molise, Puglia);
- zona IV (Calabria, Sicilia).



Figura 5.1: Zonizzazione del territorio nazionale per valutazioni azioni climatiche

I valori delle temperature massime e minime all'ombra al livello del mare, sono state desunte dalle seguenti mappe:



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

Figura 5.2: Temperature dell'aria massime T_{max} (sx) e minime T_{min} (dx) dell'aria all'ombra al livello del mare

Di seguito sono esplicitati i valori di variazione termica uniforme cui si è fatto riferimento nelle analisi globali delle strutture d'impalcato e per la determinazione degli scorrimenti degli apparecchi d'appoggio e dei giunti:

Risultati	Var	unità	imp	archi
Temperatura massima dell'aria all'ombra alla quota as	T_{max}	[°]	41.1	41.1
Temperatura minima dell'aria all'ombra alla quota as	T_{min}	[°]	-8.4	-8.4
Temperatura massima del ponte	$T_{e,max}$	[°]	45.1	57.1
Temperatura minima del ponte	$T_{e,min}$	[°]	-4.4	-0.4
Massima variazione termica in contrazione: $DTN,con = T_0 - T_{e,min}$	$\Delta TN,con$	[°]	19.4	15.4
Massima variazione termica in espansione: $DTN,exp = T_{e,max} - T_0$	$\Delta TN,exp$	[°]	30.1	42.1
Variazione termica complessiva: $DTn = T_{e,max} - T_{e,min}$	ΔTN	[°]	49.6	57.6
Massima variazione termica in contrazione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,con_g$	[°]	39.4	35.4
Massima variazione termica in espansione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,exp_g$	[°]	50.1	62.1

5.2.11 Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8

Il sistema di forze orizzontali equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, secondo il paragrafo §5.1.3.10 delle NTC2018, può essere valutato alternativamente sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00\text{ m}$.

La norma specifica altresì che nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo.

Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50, fermo restando che trattandosi di azione eccezionale, il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto del veicolo in svio deve essere assunto unitario.

Nel caso in esame, è previsto l'impiego di barriere di fornitura Anas con classe di contenimento H3-BP.

La tabella seguente riporta il calcolo del momento trasmesso dal singolo montante delle barriere di sicurezza alle strutture di sostegno in funzione della classe di contenimento:

Azioni da urto di veicolo in svio	Var	unità	H2BP	H3BP	H4BP
Profilo montante	Prof		C160x120x40x5	C160x120x40x5	C160x120x40x5
Interasse montanti	im	m	2.25	1.50	1.50
Altezza barriera	hb	m	1.355	1.51	1.56
Altezza piastre di rinforzo alla base	hpr	m	0.20	0.20	0.20
Spessore piastra di base	spb	m	0.015	0.015	0.015
Sovralzo cordolo su piano viario	hc	m	0.05	0.05	0.05
Altezza punto di applicazione dal piano viario	hq8	m	1.00	1.00	1.00
distanza tra punto di applicazione e cerniera plastica	bp	m	0.735	0.735	0.735
Modulo plastico di resistenza	Wp	mm ³	144480	144480	144480
tensione di snervamento acciaio	fyk	MPa	275	275	275
Momento plastico	Mp	kNm	51.7	51.7	51.7
Forza orizzontale associata a Mp: Hp = Mp/bp	Hp	kN	70.3	70.3	70.3
Mtot = Mp + Hp x (hc + spb + hpr)	Mtot	kNm	70.3	70.3	70.3

Il valore della forze è sempre lo stesso atteso che il profilo previsto per i montanti delle barriere Anas ha sempre le stesse caratteristiche.

Trattandosi di opere di nuova realizzazione è apparso conveniente riferirsi alle forze e schemi di applicazione delle forze d'urto previste nel "Quaderno Anas n.1", per condizioni "ordinarie", che prevede l'applicazione di forze trasversali più elevate rispetto a quelle corrispondenti alla plasticizzazione dei montanti delle barriere Anas:

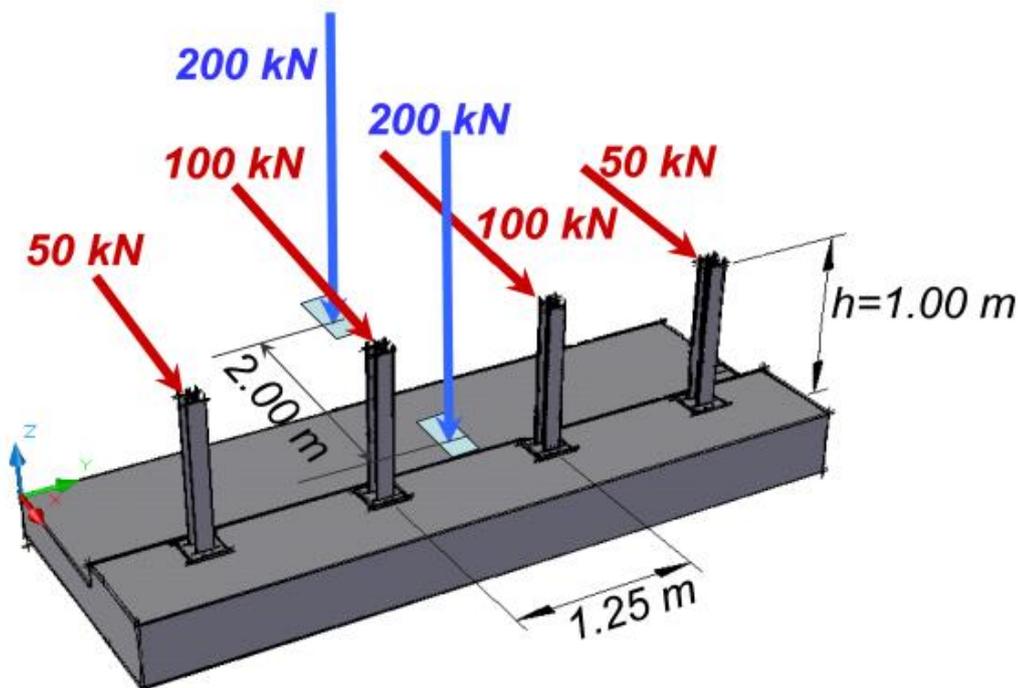


Figura 5.3: Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie"

La condizione di progettazione "ordinaria" è raggiunta se sono verificati i seguenti aspetti:

- **connessioni tra barriere e strutture:** si ipotizza l'installazione di barriere metalliche vincolate alla struttura per mezzo di connessioni pseudo-duttile, ossia in particolare mediante l'utilizzo di 3 o 4 tirafondi in acciaio per ciascuna piastra alla base dei montanti della barriera, ancorati chimicamente al calcestruzzo e meccanicamente alla piastra con bulloni serrati (alla coppia di serraggio stabilita dal manuale di installazione della barriera);

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è contenuta entro il 30% del flusso totale di traffico; le velocità praticate sono coerenti con la velocità di progetto della strada, per quanto riguarda i veicoli leggeri, e con i limiti legali di velocità per i veicoli pesanti;
- **configurazione geometrica della strada:** si fa riferimento a tratti stradali in rettilineo ed in orizzontale ovvero caratterizzati da andamento planimetrico e altimetrico della strada poco differente da tali condizioni.

Il sistema di forze equivalenti alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza in condizioni di progettazione ordinarie prevede:

- **forze trasversali:** si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato.
- **carichi verticali:** oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezziera della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.

5.2.12 Resistenze parassite dei vincoli – q9

Le resistenze parassite dei dispositivi disposti sulle spalle sono state valutate considerando un valore del coefficiente di attrito:

$$c = 0.03$$

5.2.13 Azioni sismiche – E

5.2.13.1 Coordinate di riferimento e parametri sismici fondamentali

I parametri sismici fondamentali sono stati determinati per la regione Sardegna utilizzando la Tabella 2, in allegato alle NTC. Si ottengono i seguenti valori:

Vita Nominale	$V_N =$	50	anni
Classe d'uso	CI =	IV	
Coefficiente d'uso	C.u. =	2.0	
Periodo di riferimento	$V_R =$	100	anni

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
SLO	60	0.026	2.685	0.300
SLD	101	0.032	2.729	0.307
SLV	949	0.061	2.976	0.371
SLC	1950	0.072	3.061	0.393

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale, definiti in base al §3.2 delle NTC18.

5.2.13.2 Spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$$

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \times S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 5.1) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 5.2);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \times T^*_C$ dove T^*_C è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 5.1);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e vale:
 $T_B = T_C / 3$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4.0 \times (a_g / g) + 1.6$

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5.1 – Espressioni per S_s e C_c

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 5.2 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Nel caso in esame si ha:

- Categoria di sottosuolo: **B**
- Categoria stratigrafica: **T1**

La figura seguente illustra gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali:

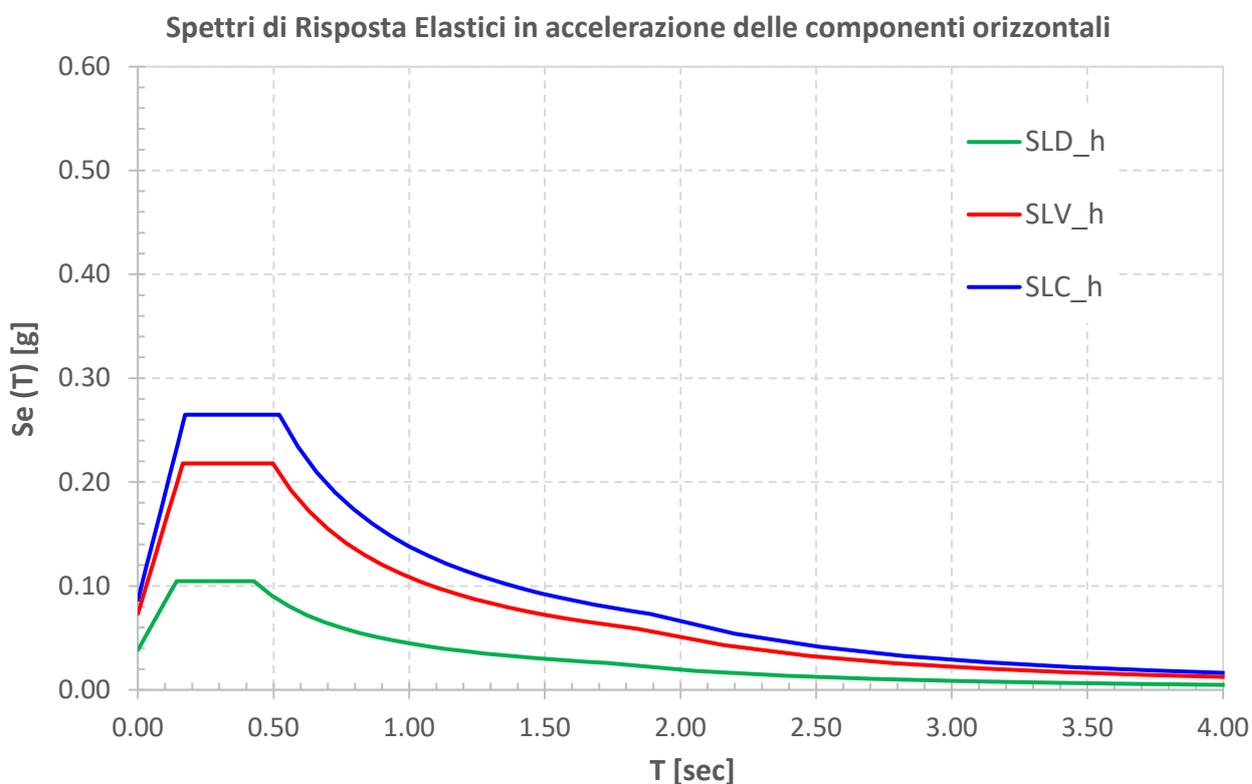


Figura 5.4 – Spettri elastici di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]	T_B [sec]	T_c [sec]	T_D [sec]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]	C_c [-]	d_g [m]	v_g [m/s]
SLD	0.032	2.729	0.307	0.143	0.428	1.728	1.20	1.00	1.20	1.39	0.007	0.026
SLV	0.061	2.976	0.371	0.166	0.497	1.844	1.20	1.00	1.20	1.34	0.016	0.057
SLC	0.072	3.061	0.393	0.174	0.521	1.888	1.20	1.00	1.20	1.33	0.021	0.071

Tabella 5.3 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

5.2.13.3 Spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

Gli spettri di risposta elastici della componente verticale sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad [3.2.9]$$

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_{ve}(T)$ è l'accelerazione spettrale verticale;

F_v Il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione $F_v = 1.35 \times F_0 \times (a_g/g)^{0.5}$;

I valori di a_g , F_0 , S , η sono quelli precedentemente definiti per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC18:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La figura seguente illustra gli spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale:

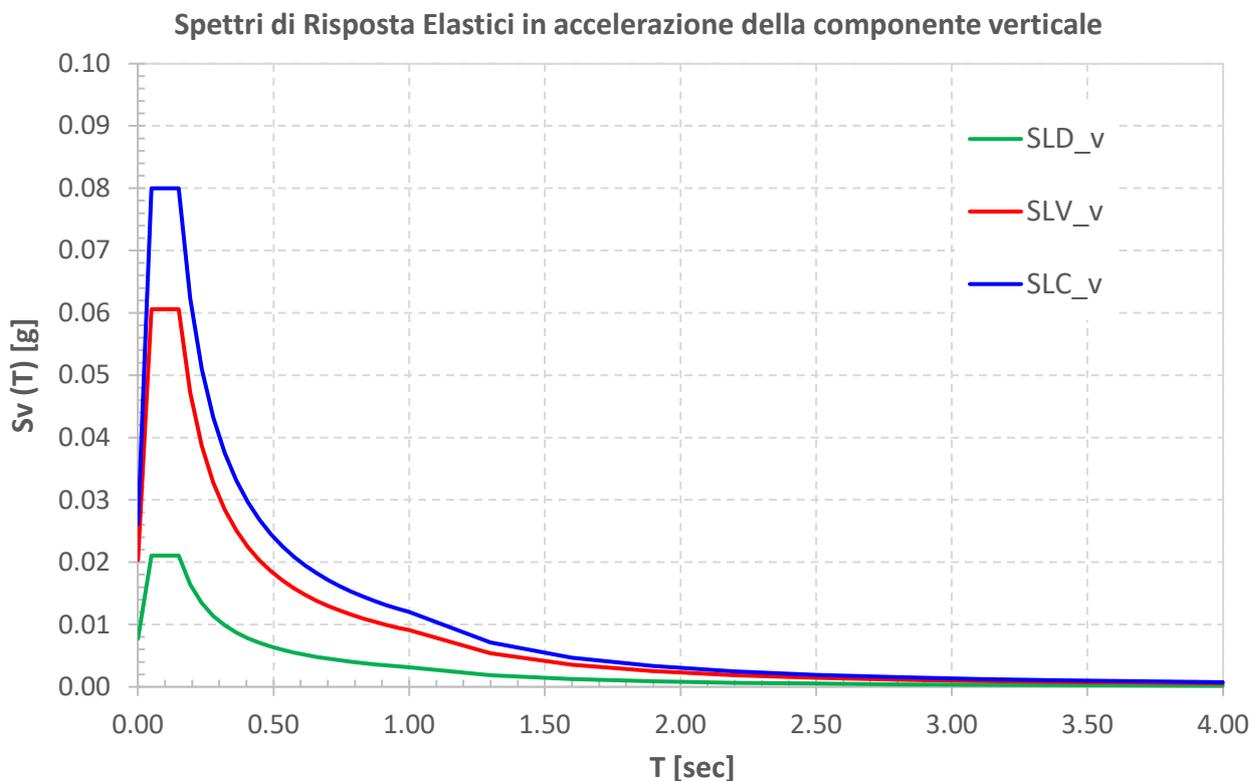


Figura 5.5 – Spettri elastici di risposta in accelerazione della componente verticale

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0 [-]	F_V [-]	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]
SLD	0.032	2.729	0.659	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLV	0.061	2.976	0.993	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLC	0.072	3.061	1.110	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00

Tabella 5.4 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

5.2.13.4 Masse sismiche

In accordo al punto §5.1.3.12 delle NTC2018, Per determinare gli effetti delle azioni sismiche sulle strutture si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti portati, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

5.3 Combinazioni di Carico

5.3.1 Combinazioni di carico in esercizio

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono state considerate le combinazioni di cui ai gruppi di azioni 1, 2a e 2b della tabella 5.1.IV delle NTC2018:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali		Carichi orizzontali			Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La tabella 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche SLU:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

^①Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

^②Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

^③1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

^④1,20 per effetti locali

Nel caso in esame, essendo i carichi permanenti non strutturali compitamente definiti sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC2018:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequentissimi)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanentissimi)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

5.3.1.1 Combinazioni per verifiche strutture d'impalcato

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7b} + 1.50 \times 0.6 \times q_5;$
- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7a} + 1.50 \times 0.6 \times q_5;$

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-Rara sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7b} + 0.6 \times q_5;$
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7a} + 0.6 \times q_5;$

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-FRequente sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7b};$
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7a}$

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

Dove:

- G₁ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai pesi propri;
- G₂ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai permanenti portati;
- ε₂ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al ritiro;
- ε₄ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai cedimenti dei vincoli (ove previsti);
- q_{7a} sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica positiva;
- q_{7b} sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica negativa;
- Q₁ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alle azioni variabili da traffico (C carichi concentrati – D carichi distribuiti – F folla);
- Q₅ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al vento.

5.3.1.2 Combinazioni per sottostrutture

Si rimanda ai capitoli relativi al dimensionamento delle spalle.

5.3.2 Combinazioni di carico in fase sismica

La risposta della struttura è stata calcolata per sisma agente in direzione orizzontale trasversale e longitudinale ed in direzione verticale.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

$$E_I = E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_t = 0.30 E_{EI} \pm E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_v = 0.30 E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm E_{Ev}$$

Essendo:

E_{EI} Azione sismica in direzione orizzontale longitudinale;

E_{Et} Azione sismica in direzione orizzontale trasversale;

E_{Ev} Azione sismica in direzione verticale.

Le azioni sismiche sono state combinate con i carichi permanenti secondo la seguente espressione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle verifiche di resistenza delle strutture d'impalcato è omessa la combinazione sismica in quanto non dimensionante.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

6 ANALISI GLOBALE E VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI PRINCIPALI

L'analisi globale della struttura è finalizzata alla valutazione dello stato di sollecitazione e deformazione che caratterizza le strutture portanti principali:

- Archi;
- Travi-catena;
- Pendini.

L'analisi agli elementi finiti è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000P, attraverso l'implementazione di un modello tridimensionale dell'intera struttura di impalcato.

Le analisi svolte hanno consentito altresì di valutare lo stato di sollecitazione che caratterizza il sistema di controventamento previsto in testa agli archi, costituito da travi in acciaio a doppio T, composte per saldatura.

L'analisi è stata condotta in una fase unica, con riferimento alle caratteristiche geometrico-inerziali delle membrature in configurazione finale e, pertanto, non tiene conto delle variazioni che caratterizzano le caratteristiche di rigidità delle membrature in sezione mista acciaio-calcestruzzo col procedere della costruzione e nel tempo. E' possibile dimostrare che le approssimazioni ottenute con l'analisi su unico modello sullo stato di sollecitazione e deformazione che caratterizza le strutture portanti principali e le strutture di controventamento superiori, tutte con sezione in acciaio, sono trascurabili rispetto ai risultati ottenibili attraverso l'applicazione del procedimento di calcolo "rigoroso" per fasi distinte che segue l'evoluzione delle caratteristiche geometrico-inerziali delle strutture a sezione mista che costituiscono l'impalcato vero e proprio.

6.1 Geometria del modello di calcolo

Le figure seguenti illustrano la geometria del modello di calcolo:

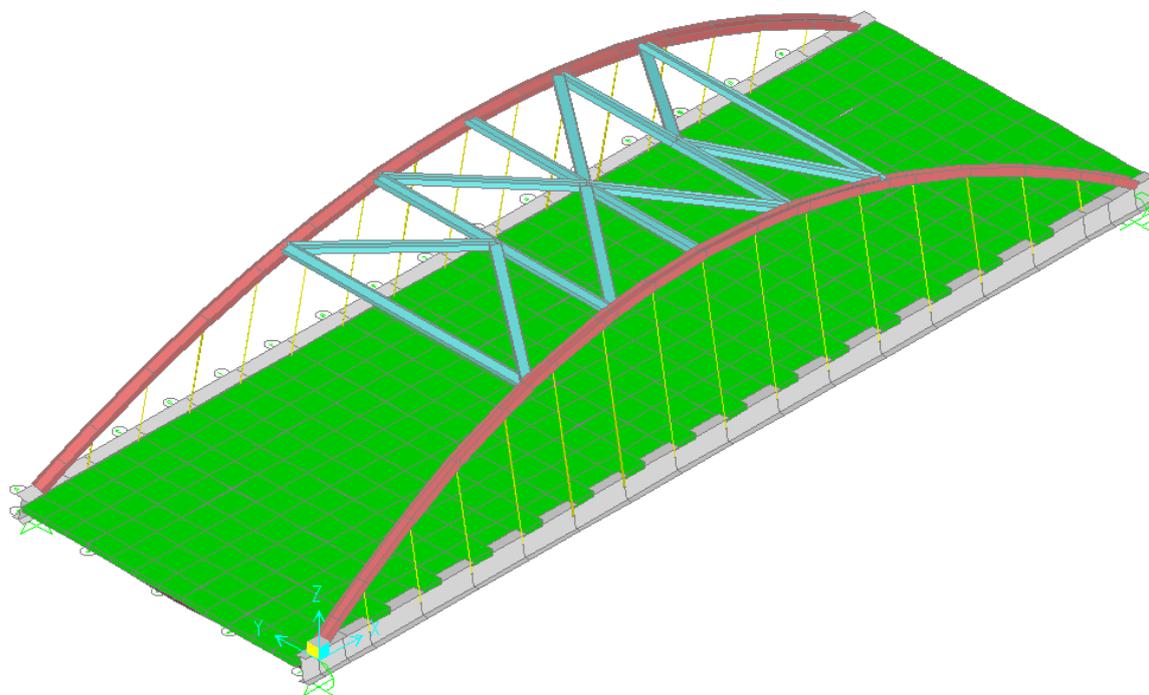


Figura 6.1. Geometria del modello di calcolo – Vista 3D dall'alto

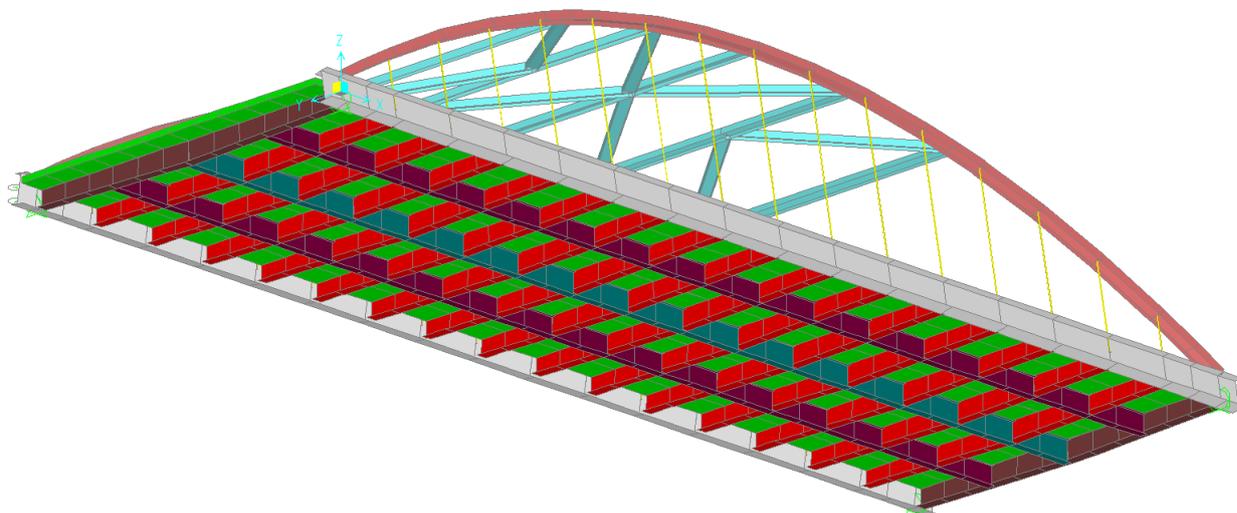


Figura 6.2. Geometria del modello di calcolo – Vista 3D dal basso

Come è possibile osservare, gli archi, le travi catena, le aste di controventamento superiore e il graticcio di travi in acciaio dell'impalcato, sono stati schematizzati con elementi Beam, la soletta è stata schematizzata con elementi shell. I pendini sono schematizzati con elementi Beam incernierati alle estremità.

La figura seguente evidenzia la geometria degli elementi beam:

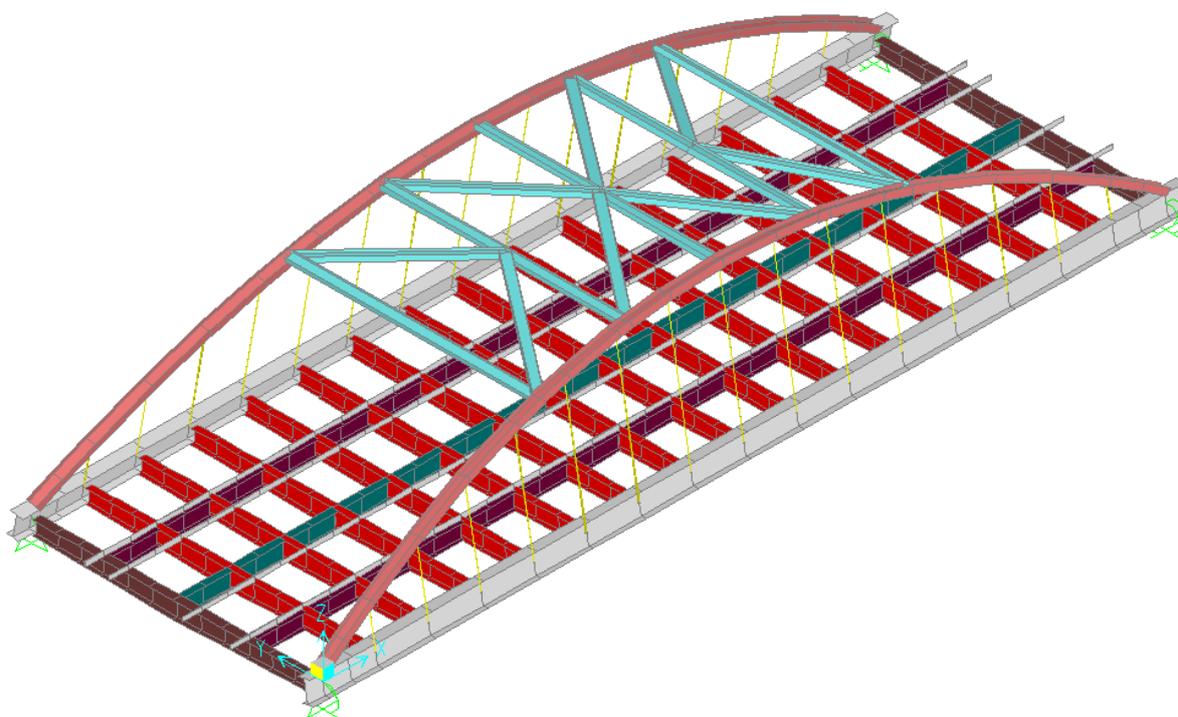


Figura 6.3. Geometria del modello di calcolo – Elementi beam

Gli elementi beam che schematizzano le travi di impalcato e gli elementi shell che schematizzano la soletta sono stati disposti lungo il proprio asse baricentrico e collegate attraverso link rigidi:

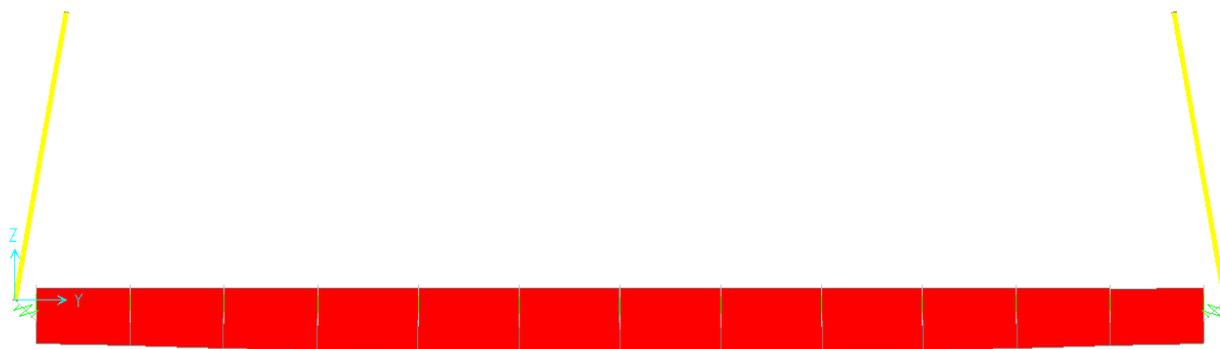


Figura 6.4. Geometria del modello di calcolo – schematizzazione delle travi trasversali e collegamento alla soletta di impalcato

I differenti conci che schematizzano i trasversi hanno sezione variabile in modo da riprodurre al meglio le variazioni di rigidità legate alla variazione di altezza dei profili.

L'impalcato è stato vincolato in corrispondenza degli apparecchi di appoggio in accordo allo schema di vincolo di progetto che prevede l'adozione di apparecchi di appoggio di tipo FISSO e UNI-T sulla spalla fissa e di tipo UNI-L e MULTI sulla spalla mobile.

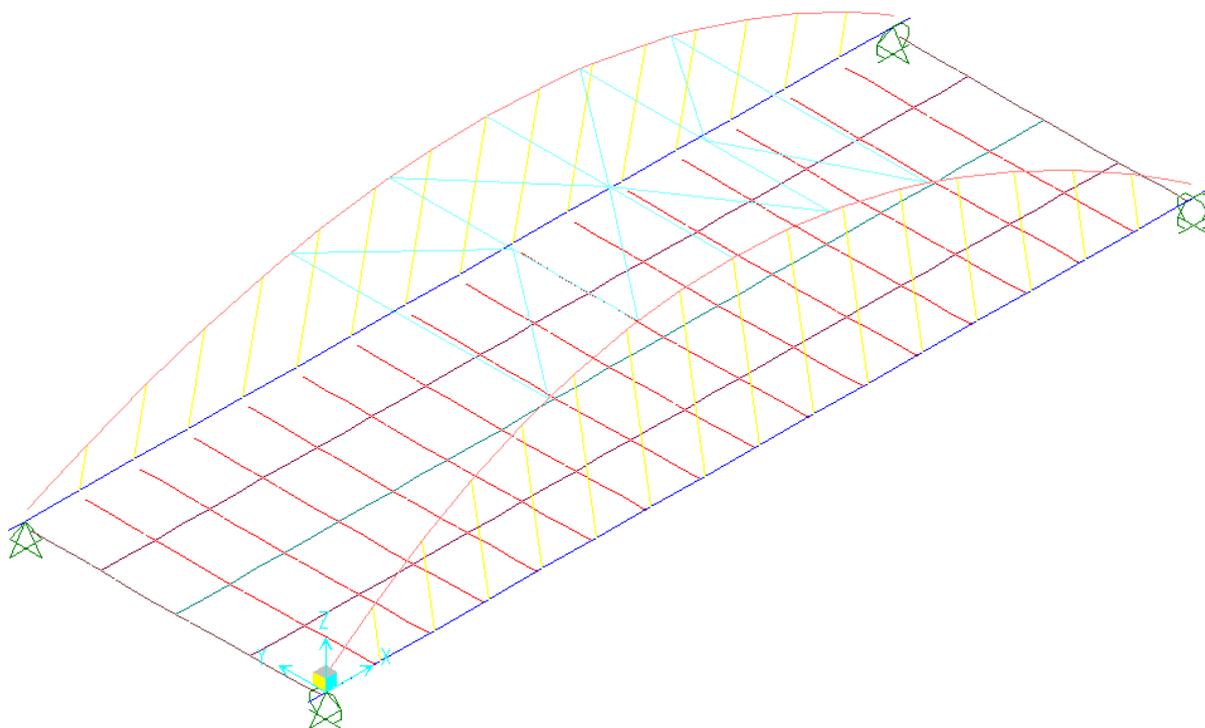


Figura 6.5. Geometria del modello di calcolo – vincoli

6.2 Caratteristiche geometriche-inerziali

6.2.1 Elementi Beam – strutture in carpenteria metallica

Le figure seguenti illustrano le sezioni trasversali degli elementi strutturali in carpenteria metallica dell'impalcato:

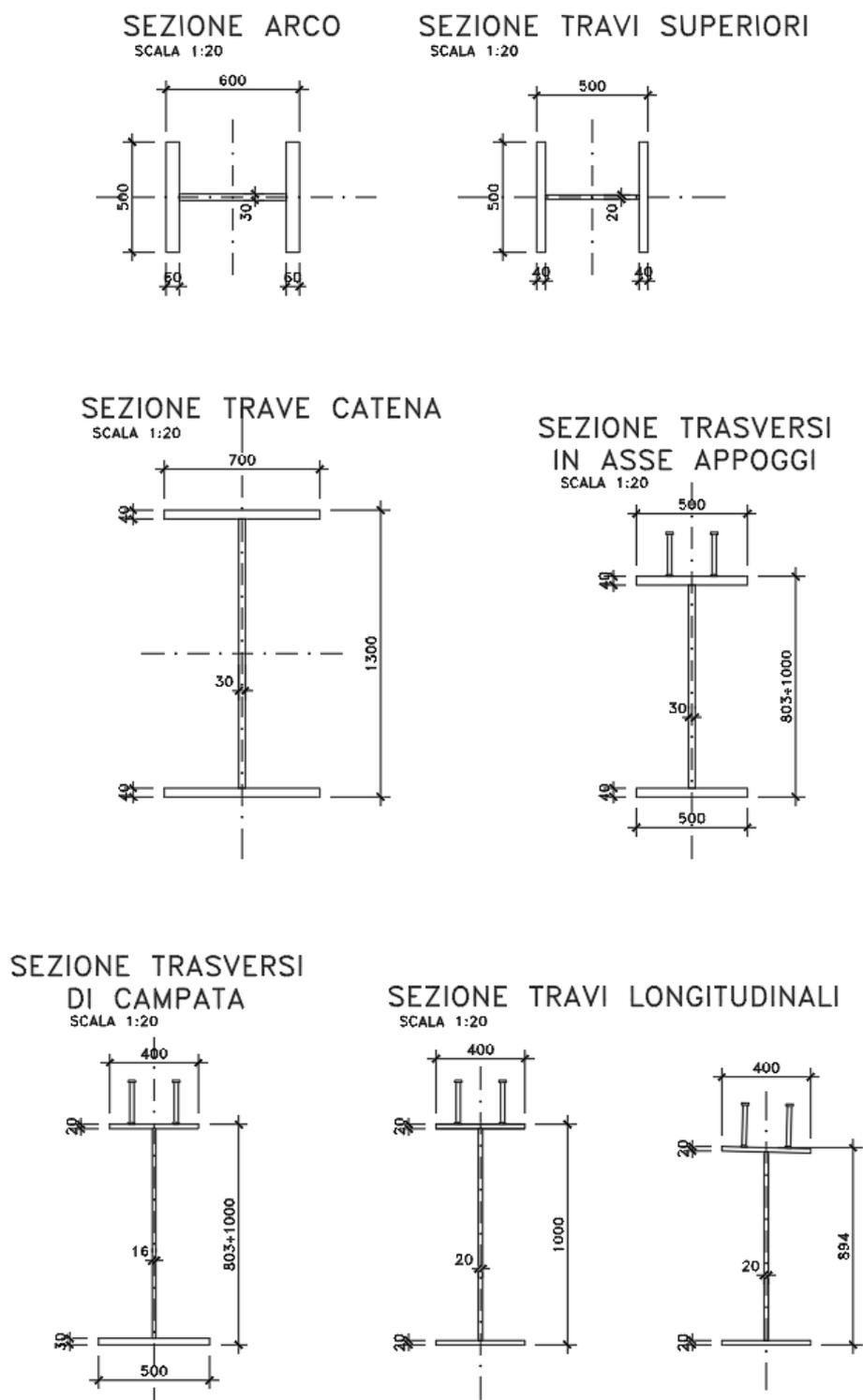


Figura 6.6. Geometria del modello di calcolo – Sezioni trasversali

La tabella seguente riassume i valori delle caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni strutturali:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General															
Elemento	SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
	Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	m2	m4	m4	m4	m2	m2
arco principale	arco	S355	IWide Flange	0.600	0.500	0.060	0.030	0.500	0.060	0.0744	7.1000E-05	0.00467	0.00125	0.0180	0.0500
trave - catena	catena	S355	IWide Flange	1.300	0.700	0.040	0.030	0.700	0.040	0.0926	4.0000E-05	0.02677	0.00229	0.0390	0.0467
pendini	pendini	S460	Circle	0.064						0.0032	1.6470E-06	0.00000	0.00000	0.0029	0.0029
Travi longitudinali	TRL1	S355	IWide Flange	1.000	0.400	0.020	0.020	0.400	0.020	0.0352	4.5930E-06	0.00532	0.00021	0.0200	0.0133
	TRL2	S355	IWide Flange	0.894	0.400	0.020	0.020	0.400	0.020	0.0331	4.3100E-06	0.00409	0.00021	0.0179	0.0133
Travi controvento superiore	TRS	S355	IWide Flange	0.500	0.500	0.040	0.020	0.500	0.040	0.0484	2.1340E-05	0.00225	0.00083	0.0100	0.0333
trasversi di campata	TRTC-12		Nonprismatic												
	TRTC-21		Nonprismatic												
	TRTC-23		Nonprismatic												
	TRTC-32		Nonprismatic												
	TRTC-34		Nonprismatic												
	TRTC-43		Nonprismatic												
	TRTC-45		Nonprismatic												
	TRTC-54		Nonprismatic												
	TRTC-56		Nonprismatic												
	TRTC-65		Nonprismatic												
	TRTC-67		Nonprismatic												
	TRTC-76		Nonprismatic												
	TRTC1	S355	IWide Flange	0.794	0.400	0.020	0.016	0.500	0.030	0.0349	6.3650E-06	0.00375	0.00042	0.0127	0.0192
	TRTC2	S355	IWide Flange	0.826	0.400	0.020	0.016	0.500	0.030	0.0354	6.4090E-06	0.00410	0.00042	0.0132	0.0192
TRTC3	S355	IWide Flange	0.860	0.400	0.020	0.016	0.500	0.030	0.0360	6.4550E-06	0.00449	0.00042	0.0138	0.0192	
TRTC4	S355	IWide Flange	0.892	0.400	0.020	0.016	0.500	0.030	0.0365	6.4990E-06	0.00487	0.00042	0.0143	0.0192	
TRTC5	S355	IWide Flange	0.928	0.400	0.020	0.016	0.500	0.030	0.0370	6.5480E-06	0.00533	0.00042	0.0148	0.0192	
TRTC6	S355	IWide Flange	0.964	0.400	0.020	0.016	0.500	0.030	0.0376	6.5970E-06	0.00581	0.00042	0.0154	0.0192	
TRTC7	S355	IWide Flange	1.000	0.400	0.020	0.016	0.500	0.030	0.0382	6.6460E-06	0.00631	0.00042	0.0160	0.0192	
trasversi di testata	TRTT-12		Nonprismatic												
	TRTT-21		Nonprismatic												
	TRTT-23		Nonprismatic												
	TRTT-32		Nonprismatic												
	TRTT-34		Nonprismatic												
	TRTT-43		Nonprismatic												
	TRTT-45		Nonprismatic												
	TRTT-54		Nonprismatic												
	TRTT-56		Nonprismatic												
	TRTT-65		Nonprismatic												
	TRTT-67		Nonprismatic												
	TRTT-76		Nonprismatic												
	TRTT1	S355	IWide Flange	0.794	0.500	0.040	0.030	0.500	0.040	0.0614	2.7000E-05	0.00660	0.00084	0.0238	0.0333
	TRTT2	S355	IWide Flange	0.826	0.500	0.040	0.030	0.500	0.040	0.0624	2.7000E-05	0.00722	0.00084	0.0248	0.0333
TRTT3	S355	IWide Flange	0.860	0.500	0.040	0.030	0.500	0.040	0.0634	2.7000E-05	0.00792	0.00084	0.0258	0.0333	
TRTT4	S355	IWide Flange	0.892	0.500	0.040	0.030	0.500	0.040	0.0644	2.7000E-05	0.00860	0.00084	0.0268	0.0333	
TRTT5	S355	IWide Flange	0.928	0.500	0.040	0.030	0.500	0.040	0.0654	2.8000E-05	0.00942	0.00084	0.0278	0.0333	
TRTT6	S355	IWide Flange	0.964	0.500	0.040	0.030	0.500	0.040	0.0665	2.8000E-05	0.01027	0.00084	0.0289	0.0333	
TRTT7	S355	IWide Flange	1.000	0.500	0.040	0.030	0.500	0.040	0.0676	2.8000E-05	0.01117	0.00084	0.0300	0.0333	

Tabella 6.1 – Caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni strutturali

6.2.2 Elementi shell – soletta di impalcato

Come precedentemente illustrato la soletta è schematizzata attraverso elementi shell di altezza pari a 28 cm.

Per tenere conto della altezza effettivamente collaborante in direzione trasversale, pari a 22 cm, sono state opportunamente ridotte le rigidezze flessionali, assiali e taglianti in questa direzione secondo i seguenti rapporti:

$$\text{fac}_r\text{Atras} = t_t / t_i = 0.22 / 0.28 = 0.785$$

$$\text{fac}_r\text{Itras} = t_t^3 / t_i^3 = 0.22^3 / 0.28^3 = 0.485$$

In direzione longitudinale, volendo massimizzare le sollecitazioni agenti sugli elementi portanti principali, è stata adottata l'ipotesi di soletta totalmente fessurata e considerando le caratteristiche inerziali relative alla sole armature costituite da 2 strati di $\phi 20/20$:

$$\text{Asol}_{\text{long}} = 2 \times 5 \times 0.00031416 = 0.0031416 \text{ m}^2$$

$$\text{Isol}_{\text{long}} = 2 \times 5 \times 0.00031416 \times (0.14/2)^2 = 0.0001539384 \text{ m}^4$$

Tenendo conto del coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio al cls della soletta, pari a:

$$n = 210000 / 34077 = 6.16$$

si ottengono i coefficienti fattori di riduzione delle rigidezze introdotti nel modello di calcolo:

$$\text{fac_r_Atras} = 6.16 \times 0.0031416 / 0.28 = 0.069$$

$$\text{fac_r_Itras} = 6.16 \times 0.0001539384 / (0.28^3 / 12) = 0.518$$

6.3 Applicazione dei carichi al modello

6.3.1 Peso proprio delle strutture in carpenteria metallica (Load G1a)

Il peso proprio della carpenteria metallica è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato, a partire dalle aree dalle aree delle aste che rappresentano gli elementi strutturali, considerando un coefficiente maggiorativo pari a 1.10 che tiene conto dell'incidenza delle unioni bullonate, del piastrame e delle saldature.

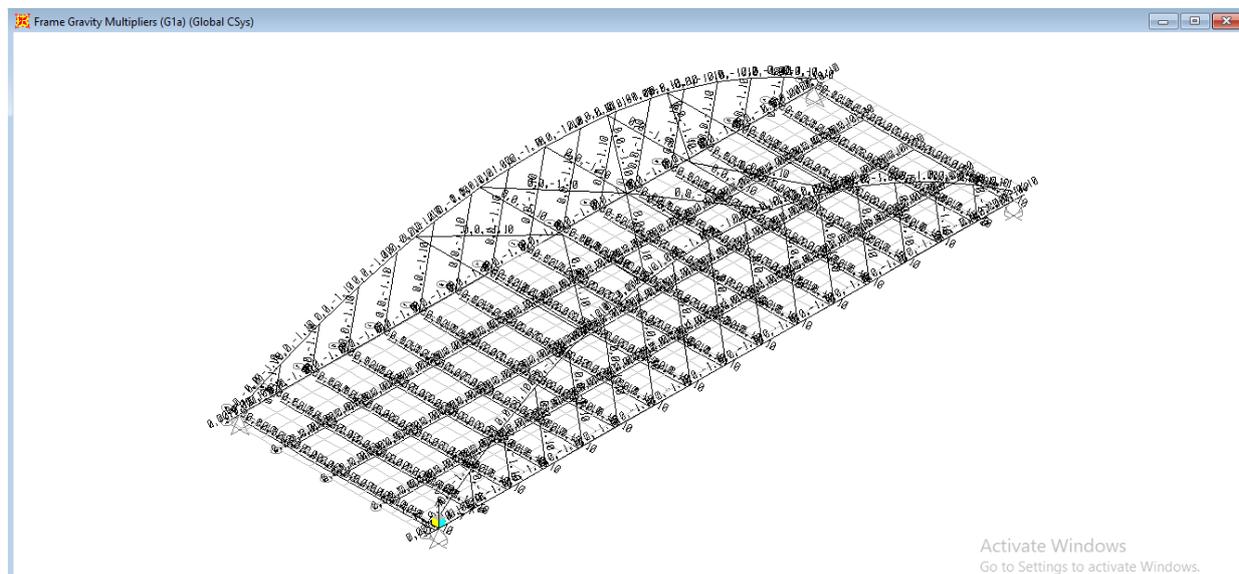


Figura 6.7. Applicazione dei carichi al modello – Load G1a

6.3.2 Peso proprio della soletta (Load G1b)

Il peso proprio della soletta è stato assegnato ai trasversi come carico uniformemente distribuito tenendo conto dell'estensione dei tratti di soletta afferenti dai due lati.

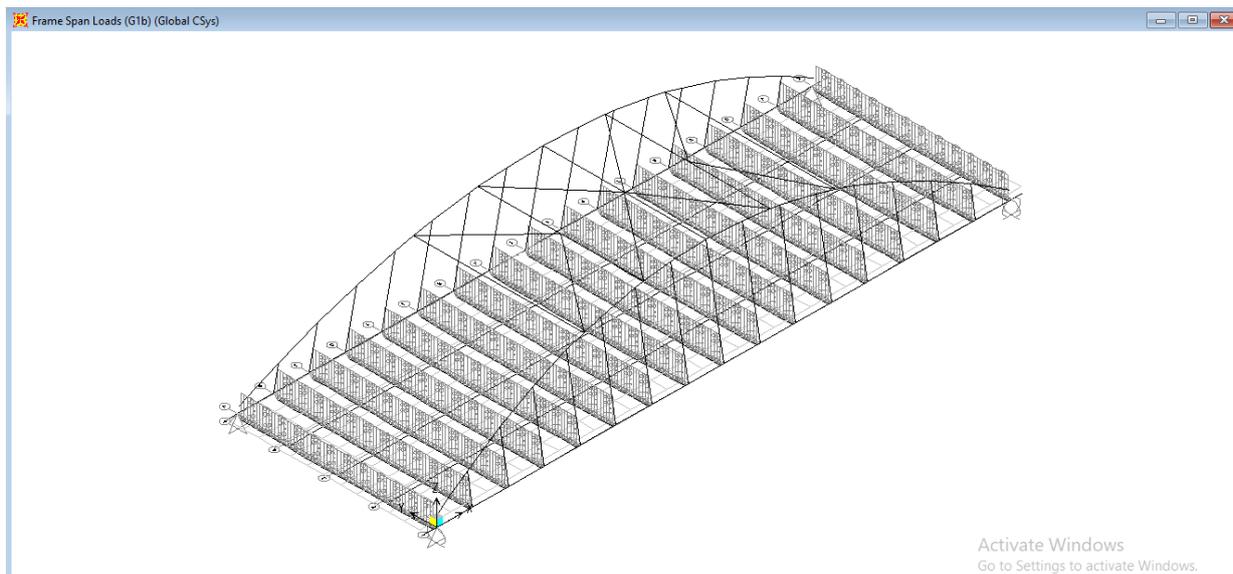


Figura 6.8. Applicazione dei carichi al modello – Load G1b

6.3.3 Carichi permanenti portati (Load G2)

Il carichi permanenti portati sono stati assegnato ai trasversi come carico uniformemente distribuiti (pavimentazione, cordoli), o come carichi concentrati (guard-rail, tubazioni, parapetti), tenendo conto dell'estensione dei tratti di soletta afferenti dai due lati.

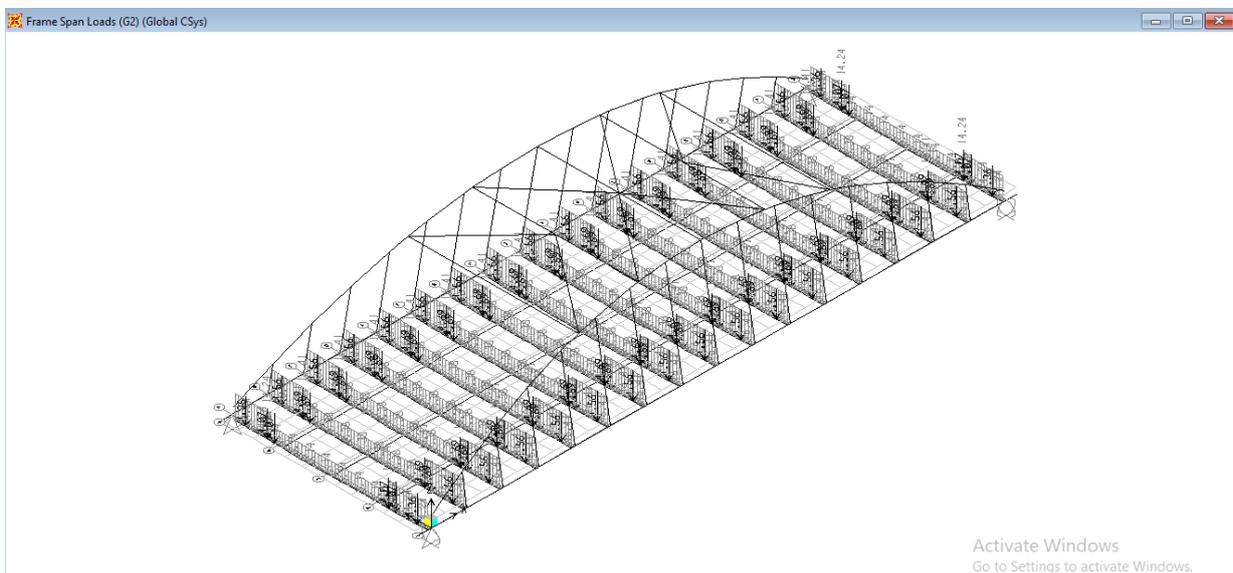


Figura 6.9. Applicazione dei carichi al modello – Load G2

6.3.4 Ritiro (Load RIT)

Gli effetti del ritiro sono stati applicati al modello attraverso una variazione termica equivalente agente sugli elementi shell che schematizzano la soletta.

La deformazione dovuta al ritiro è pari a:

$$\varepsilon_T = -0.00028$$

Tenuto conto del rapporto tra il modulo elastico per effetti differiti del cls e il modulo a 28 gg implementato nel modello, pari a:

$$E_{cls_rit} / E_{cls_28gg} = 1 / (1 + 0.55 \times 2.93) = 1 / 2.61$$

Si ha:

$$\Delta teq_RIT = -0.00028 / 2.61 / 0.000010 = -10^\circ.73$$

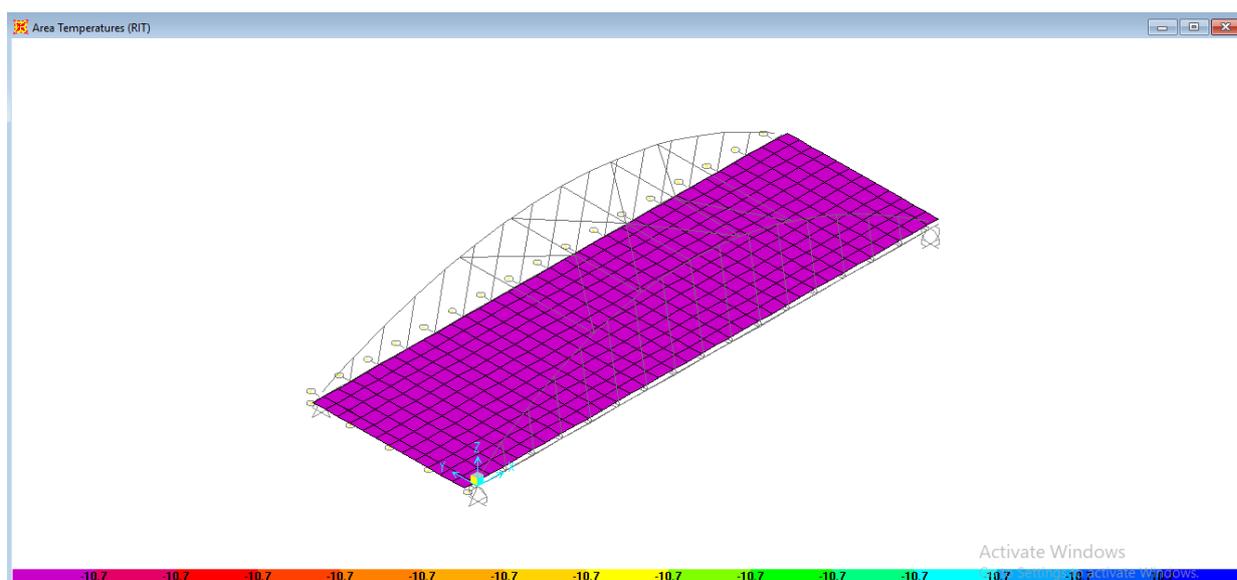


Figura 6.10. Applicazione dei carichi al modello – Load RIT

6.3.5 Carichi mobili verticali (MOVE MV-Q1-TS, MV-Q1-UDL, LOAD Q1-TS1, Q1-TS2, Q1-UDL1, Q1-UDL2) – fase 3

L'applicazione dei treni di carico nel modello avviene attraverso un apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti a uno o più treni di carico viaggianti lungo linee di carico (lanes) prefissate, che nel caso in esame corrispondono [all'asse delle corsie e della larghezza "rimanente" della piattaforma](#).

In particolare, è stato utilizzato l'apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti ad un treno di carico viaggiante lungo la struttura.

Sono stati considerati i seguenti treni di carico viaggianti:

- **QK1-TS-L1**: Carichi concentrati dello Schema di carico 1 agenti sulla corsia n.1;

General Vehicle Data

Vehicle name: QK1-TS-L1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	One Point	
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		300.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width				

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

- QK1-TS-L2: Carichi concentrati dello Schema di carico 1 agenti sulla corsia n.2;

General Vehicle Data

Vehicle name: QK1-TS-L2 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	One Point	
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		200.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width				

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

- QK1-TS-L3: Carichi concentrati dello Schema di carico 1 agenti sulla corsia n.3;

General Vehicle Data

Vehicle name: QK1-TS-L3 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		100.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		100.	One Point	
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		100.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width				

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

- QK1-UDL-L1: Carichi uniformemente distribuiti dello Schema di carico 1 agenti sulla corsia n.1;

General Vehicle Data

Vehicle name: QK1-UDL-L1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		0.	One Point	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

- **QK1-UDL-L2:** Carichi uniformemente distribuiti dello Schema di carico 1 agenti sulla corsia n.2;

General Vehicle Data

Vehicle name: QK1-UDL-L2 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		0.	One Point	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

- **QK1-UDL-L3:** Carichi uniformemente distribuiti dello Schema di carico 1 agenti sulla corsia n.3;

General Vehicle Data

Vehicle name: QK1-UDL-L3 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1.		7.5	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.		7.5	Zero Width		0.	One Point	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

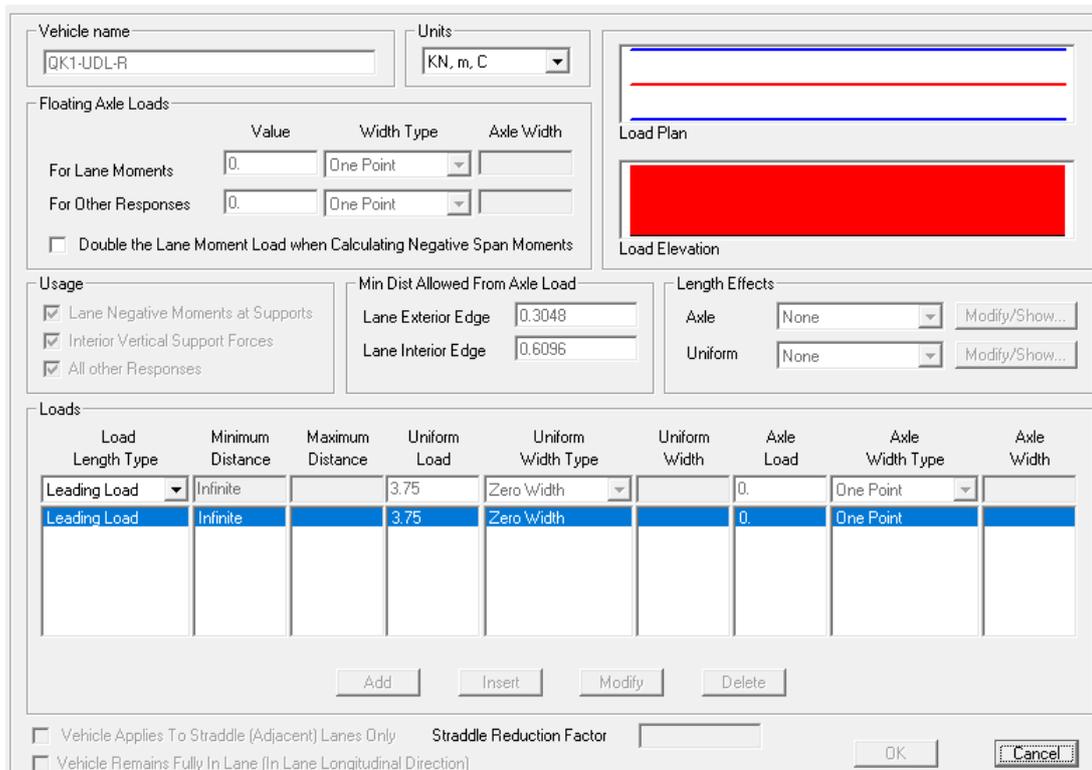
Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

- **QK1-UDL-R**: Carichi uniformemente distribuiti dello Schema di carico 1 agenti sulla larghezza rimanente della piattaforma.

General Vehicle Data



Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		3.75	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		3.75	Zero Width		0.	One Point	

Oltre alle analisi per carichi viaggianti, sono state considerate specifiche condizioni di carico relative ai carichi mobili per l'implementazione delle analisi di buckling:

- **Q1-TS-1**: carichi concentrati dello schema di carico 1 disposti ad 1/4 dello sviluppo dell'impalcato, in asse alle 3 corsie di carico a partire dal margine destro;
- **Q1-TS-2**: carichi concentrati dello schema di carico 1 disposti ad 1/2 dello sviluppo dell'impalcato, in asse alle 3 corsie di carico a partire dal margine destro;
- **Q1-UDL-1**: carichi distribuiti dello schema di carico 1 disposti su metà dello sviluppo dell'impalcato, in asse alle 3 corsie di carico a partire dal margine destro;
- **Q1-UDL-2**: carichi distribuiti dello schema di carico 1 disposti sull'intero sviluppo dell'impalcato, in asse alle 3 corsie di carico a partire dal margine destro.

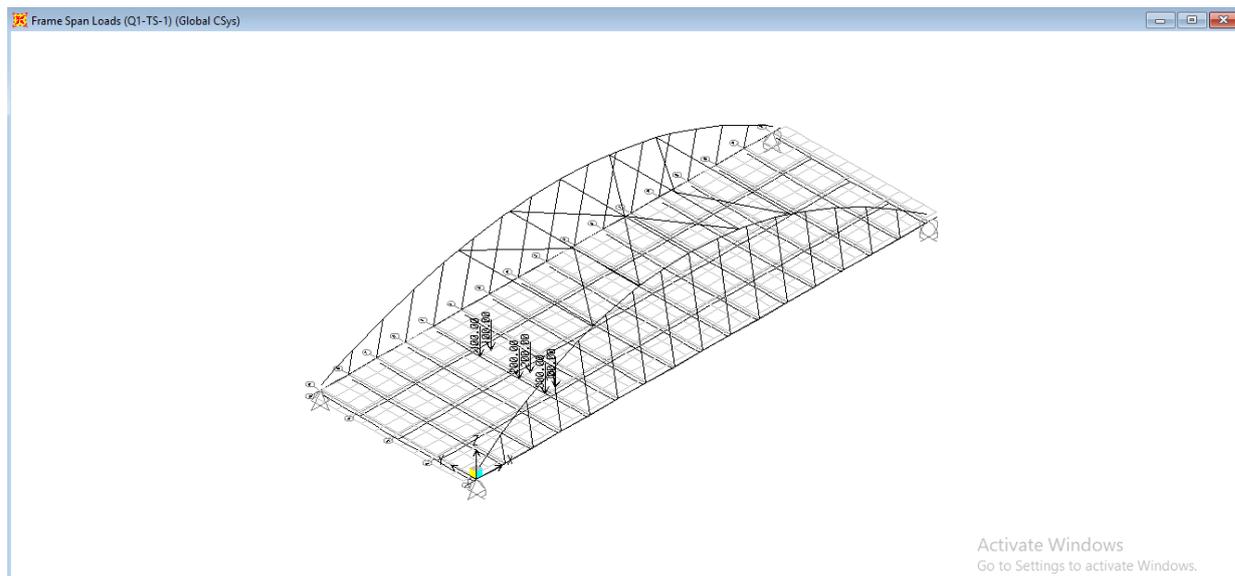


Figura 6.11. Applicazione dei carichi al modello – Load Q1-TS-1

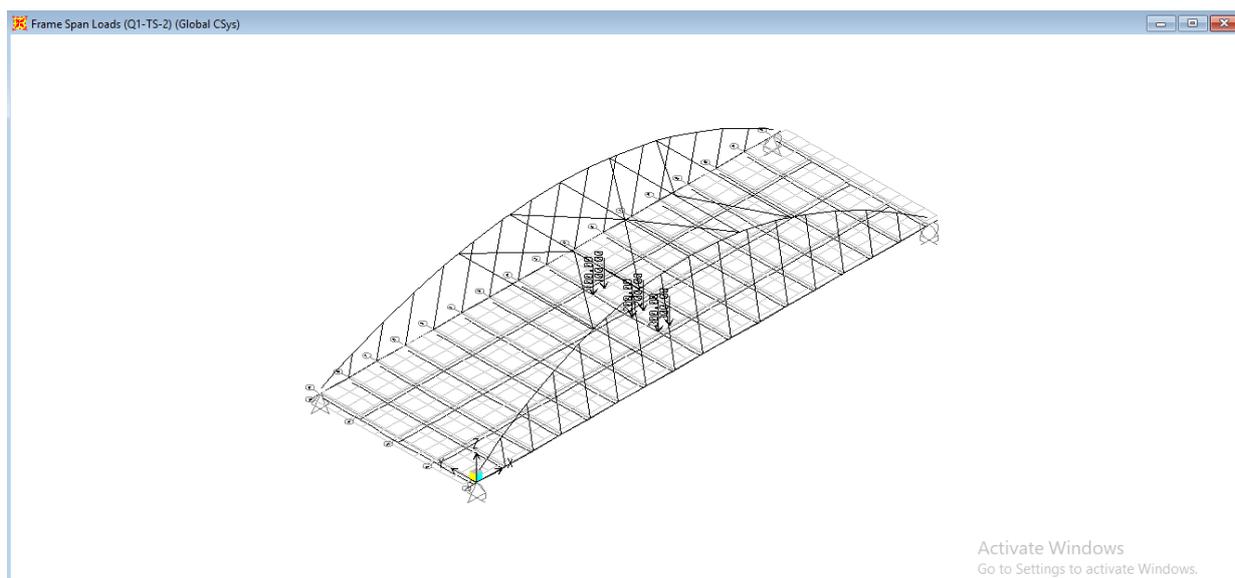


Figura 6.12. Applicazione dei carichi al modello – Load Q1-TS-2

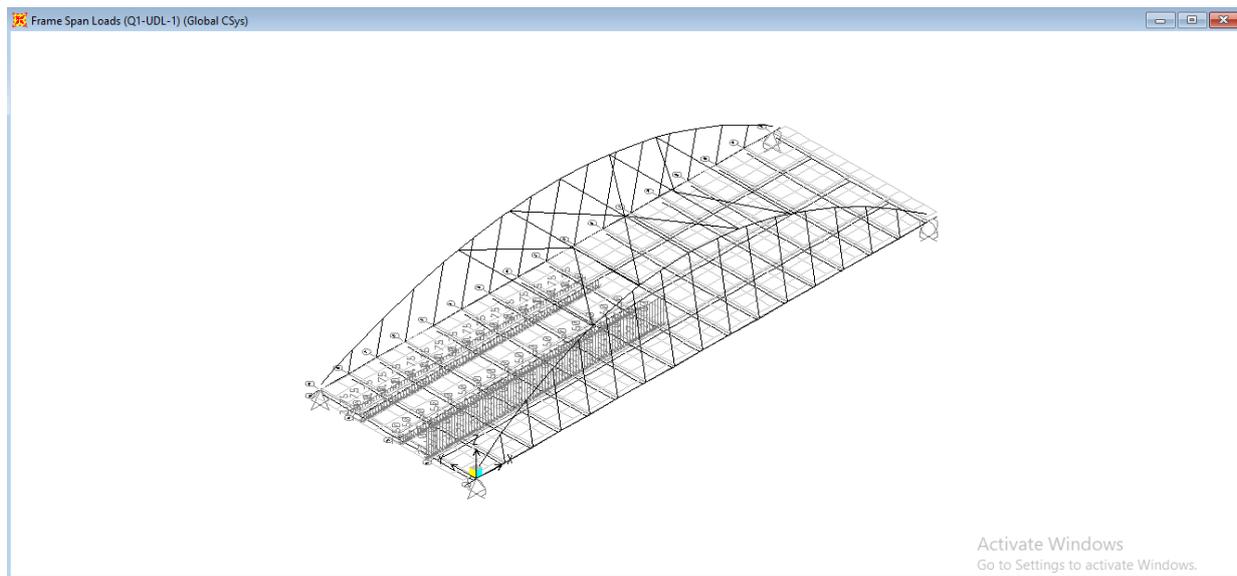


Figura 6.13. Applicazione dei carichi al modello – Load Q1-UDL-1

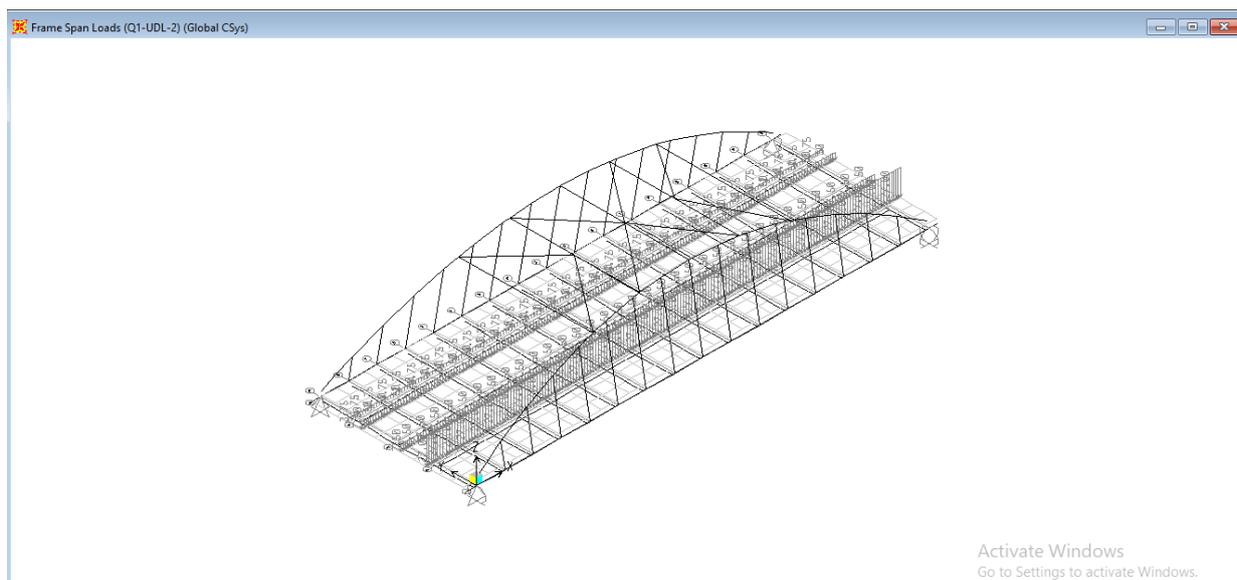


Figura 6.14. Applicazione dei carichi al modello – Load Q1-UDL-2

6.3.6 Azioni del vento (Load Q5)

Le azioni esercitate dal vento sono state assegnate alle strutture direttamente interessate come carichi orizzontali trasversali uniformemente distribuiti. I valori dei carichi applicati sono quelli esplicitati al paragrafo 5.2.9.

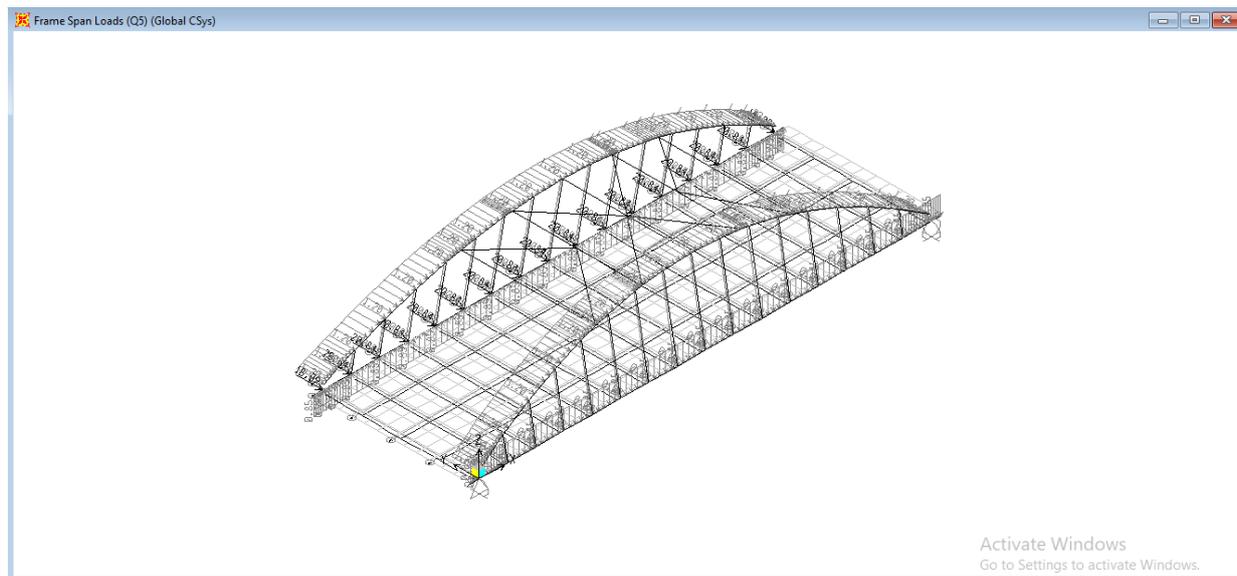
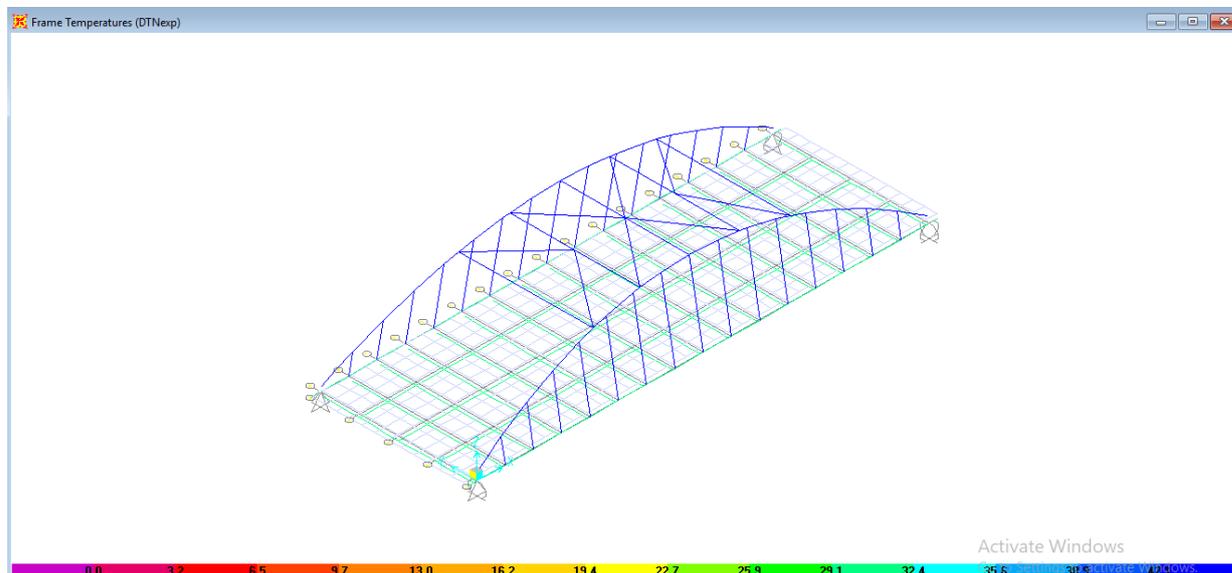


Figura 6.15. Applicazione dei carichi al modello – Load Q5

6.3.7 Variazioni termiche uniformi (LOAD DTNexp, DTNcon)

Alle strutture del ponte ad arco sono state applicate le variazioni termiche uniformi illustrate al paragrafo 5.2.10, differenziando le variazioni termiche agenti sulle strutture dell'impalcato vero e proprio da quelle agenti sulle strutture metalliche dell'arco e dei controventi superiori.



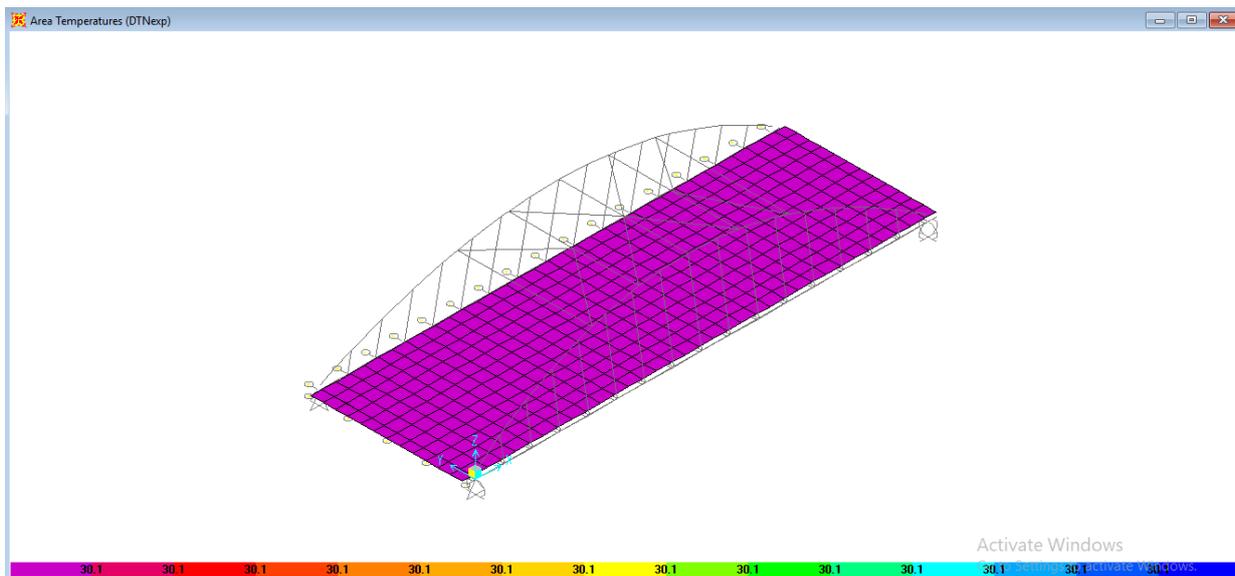
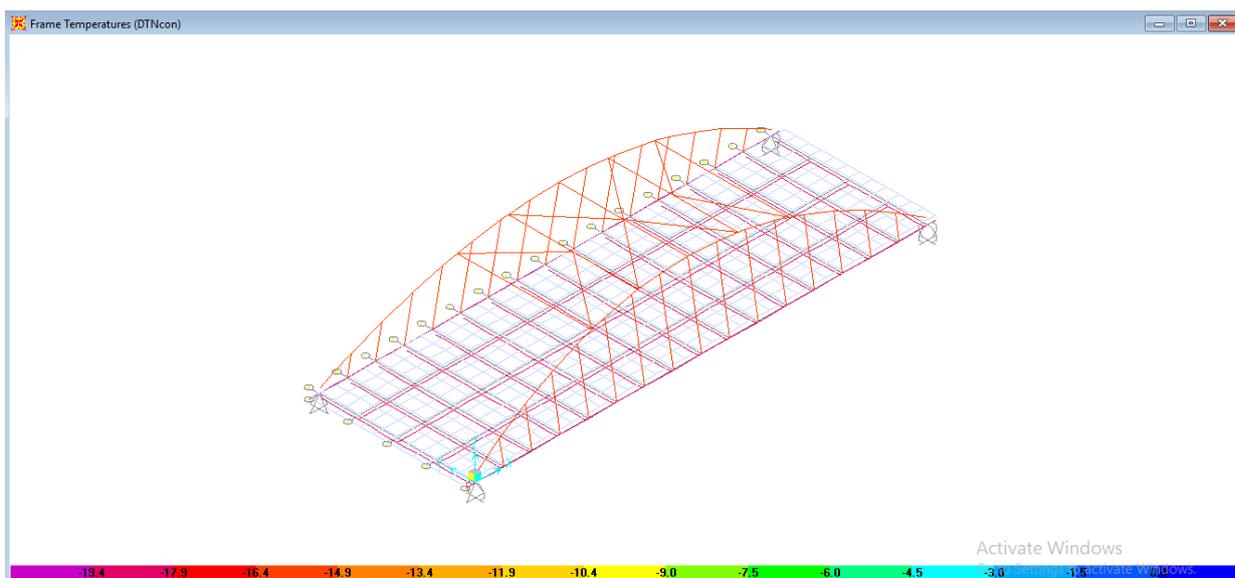


Figura 6.16. Applicazione dei carichi al modello – Load DTNexp



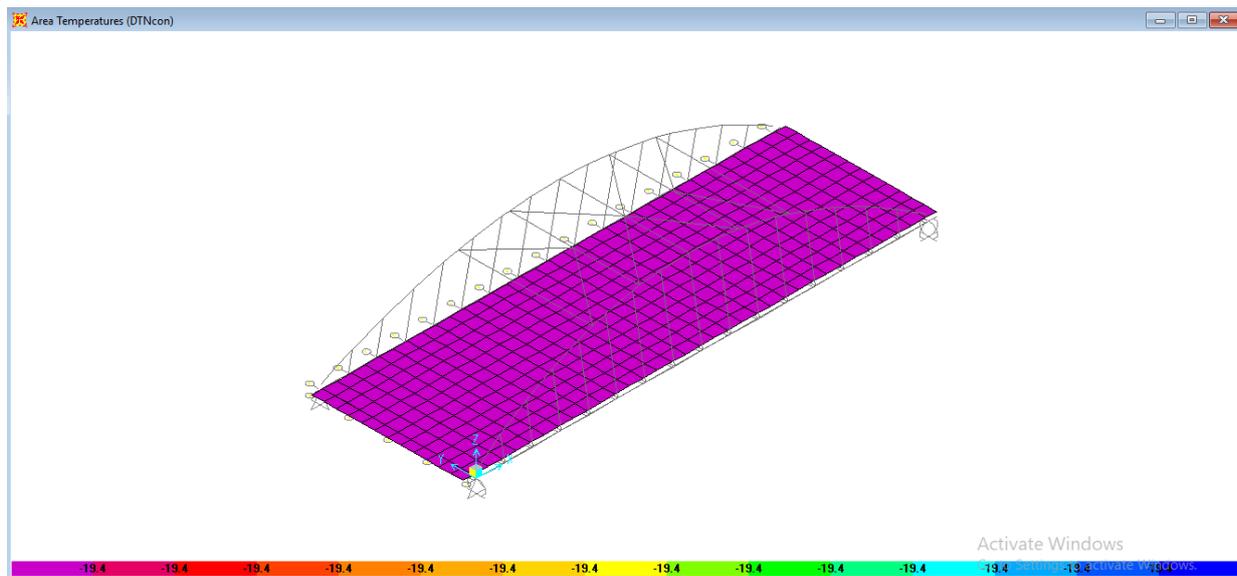


Figura 6.17. Applicazione dei carichi al modello – Load DTNcon

6.3.8 Variazioni termiche differenziali tra soletta e travi d'impalcato (LOAD DTMheat, DTMcool)

Gli effetti di queste azioni sono state prese in esame applicando alla soletta variazioni termiche uniformi $\Delta T = \pm 10^\circ$.

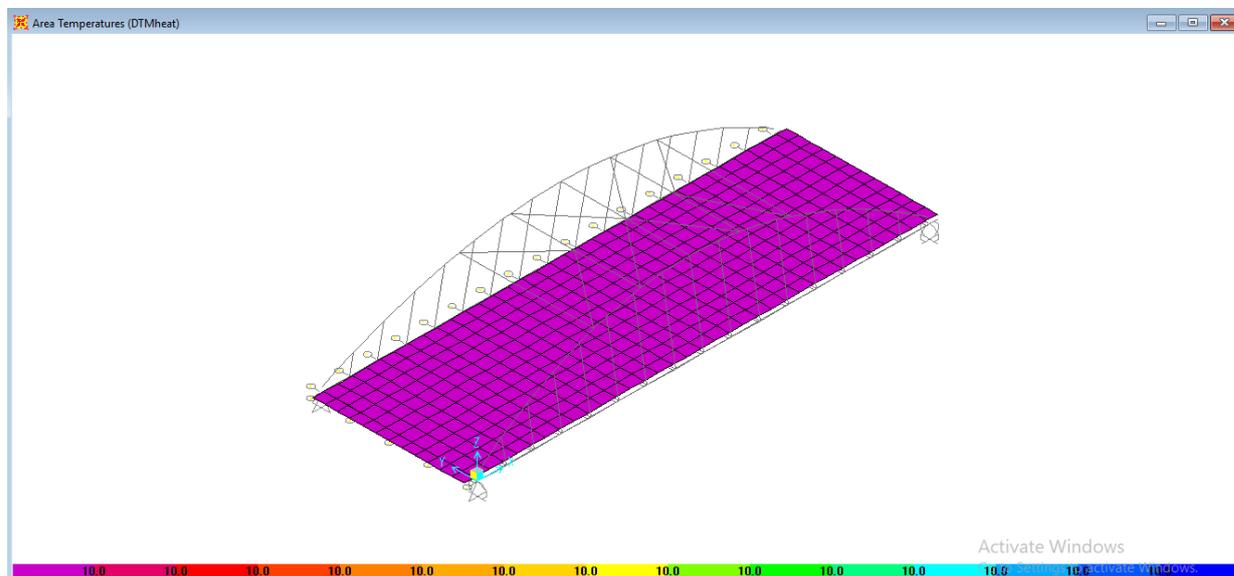


Figura 6.18. Applicazione dei carichi al modello – Load DTMheat

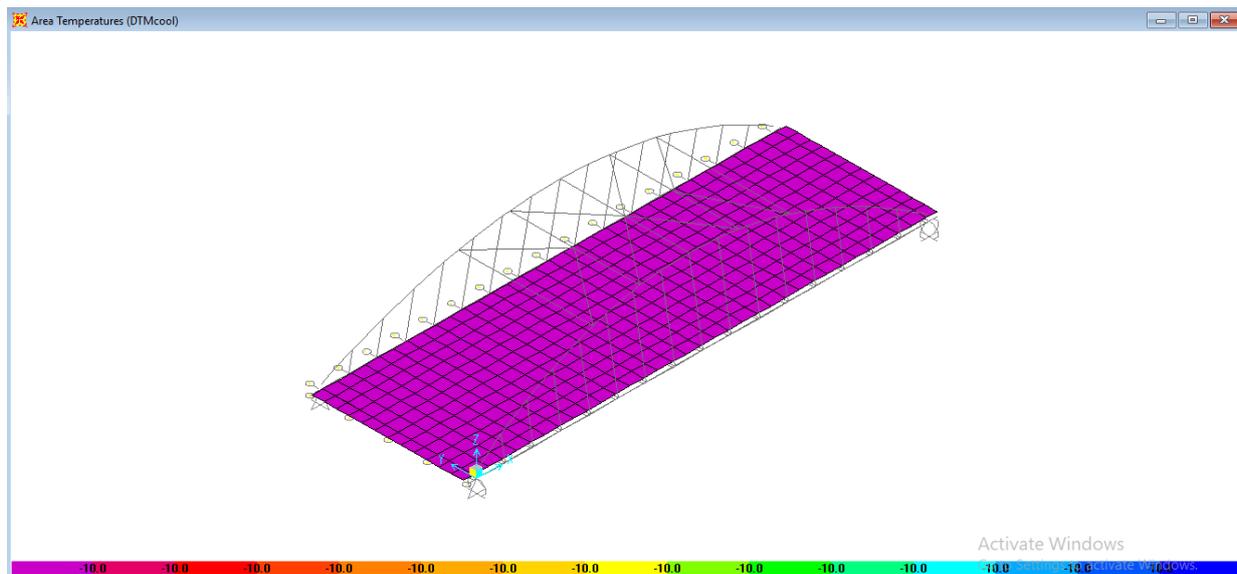


Figura 6.19. Applicazione dei carichi al modello – Load DTMcool

6.3.9 Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale SLV (FUNC SLV-H)

Lo spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale per verifiche agli SLV è stato definito nel programma in accordo a quanto illustrato al paragrafo 5.2.13.2, attraverso la “funzione” SLV-H:

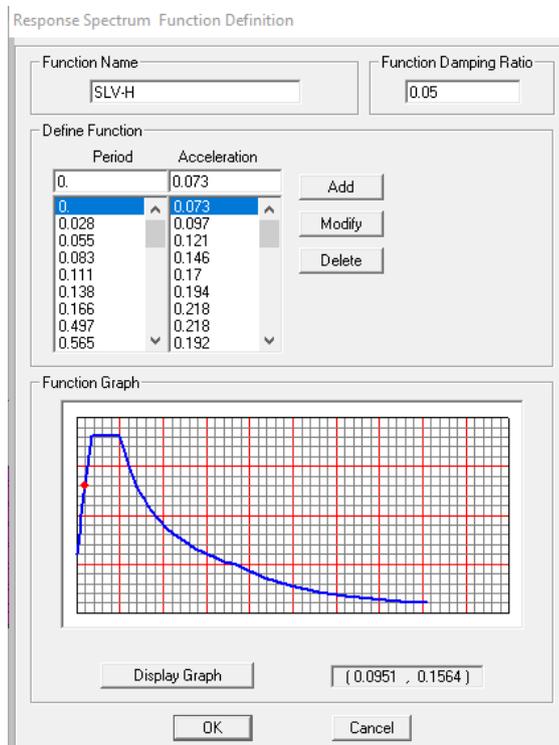


Figura 6.20. Applicazione dei carichi al modello – Function SLV-H

Le accelerazioni spettrali sono definite a meno di [g].

6.3.10 Spettro di risposta in accelerazione della componente verticale SLV (FUNC SLV-V)

Lo spettro di risposta in accelerazione della componente verticale per verifiche agli SLV è stato definito nel programma in accordo a quanto illustrato al paragrafo 5.2.13.2, attraverso la “funzione” SLV-V:

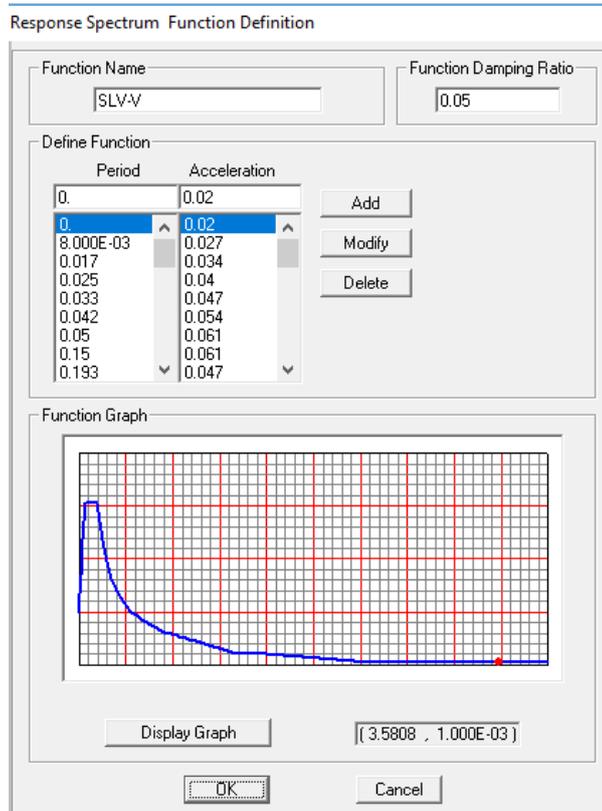


Figura 6.21. Applicazione dei carichi al modello – Function SLV-V

Le accelerazioni spettrali sono definite a meno di [g].

6.4 Analisi sismiche

Le analisi sismiche sono state condotte, in accordo a quanto specificato al §7 “Progettazione per azioni sismiche” delle NTC18 mediante **Analisi lineari Dinamiche** che si sviluppano come segue:

- Determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
- Calcolo degli effetti dell’azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Combinazione degli effetti.

In accordo al §7.3.3.1 sono stati presi in considerazione tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Le analisi dinamiche lineari sono denominate nel programma come segue:

- **SLV-X**: Analisi dinamica lineare agli SLV per sisma agente in dir. Longitudinale;
- **SLV-Y**: Analisi dinamica lineare agli SLV per sisma agente in dir. Trasversale;
- **SLV-X**: Analisi dinamica lineare agli SLV per sisma agente in dir. Verticale;

Relativamente agli effetti torsionali, l'Eurocodice 8 – Parte 2 (EN1998-2), chiarisce che questi effetti devono essere presi in considerazione nelle analisi dei viadotti esclusivamente per impalcati obliqui con angolo di obliquità maggiore del 20%, e/o per ponti/viadotti caratterizzati da rapporto larghezza/lunghezza (B/L) maggiore di 2. Non ricadendo in nessuno dei due casi gli effetti torsionali (e pertanto l'eccentricità accidentale $e_a=0.03$) non sono stati presi in considerazione.

6.4.1 Risultati analisi modale

La tabella seguente riassume per i primi 100 modi di vibrazione della struttura i periodi propri, la percentuale di massa eccitata in ciascuna direzione e la somma delle masse eccitate:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.720	0.0%	8.5%	0.0%	0.0%	8.5%	0.0%
MODAL	Mode	2	0.515	0.4%	0.0%	0.0%	0.4%	8.5%	0.0%
MODAL	Mode	3	0.402	0.9%	0.0%	59.3%	1.3%	8.5%	59.3%
MODAL	Mode	4	0.369	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%	8.5%	59.3%
MODAL	Mode	5	0.249	0.4%	0.0%	14.7%	1.7%	8.5%	74.0%
MODAL	Mode	6	0.239	0.0%	0.1%	0.0%	1.7%	8.6%	74.0%
MODAL	Mode	7	0.228	0.5%	0.0%	11.7%	2.2%	8.6%	85.7%
MODAL	Mode	8	0.220	0.0%	0.0%	0.0%	2.3%	8.6%	85.8%
MODAL	Mode	9	0.178	1.6%	0.0%	0.0%	3.8%	8.6%	85.8%
MODAL	Mode	10	0.157	0.5%	0.0%	1.3%	4.4%	8.6%	87.1%
MODAL	Mode	11	0.146	0.1%	2.3%	0.0%	4.4%	10.9%	87.1%
MODAL	Mode	12	0.145	0.0%	0.0%	1.2%	4.4%	10.9%	88.3%
MODAL	Mode	13	0.136	8.5%	57.4%	0.1%	13.0%	68.3%	88.4%
MODAL	Mode	14	0.131	47.4%	9.2%	0.4%	60.4%	77.5%	88.8%
MODAL	Mode	15	0.122	0.7%	0.0%	0.0%	61.1%	77.5%	88.8%
MODAL	Mode	16	0.113	2.4%	0.0%	0.0%	63.5%	77.6%	88.8%
MODAL	Mode	17	0.107	0.0%	0.8%	0.0%	63.5%	78.3%	88.8%
MODAL	Mode	18	0.101	9.6%	0.0%	1.0%	73.1%	78.4%	89.8%
MODAL	Mode	19	0.092	0.0%	0.7%	0.0%	73.1%	79.0%	89.8%
MODAL	Mode	20	0.090	0.2%	0.0%	0.1%	73.3%	79.0%	89.9%
MODAL	Mode	21	0.086	3.1%	0.0%	1.5%	76.5%	79.0%	91.4%
MODAL	Mode	22	0.084	0.9%	0.0%	0.2%	77.4%	79.0%	91.6%
MODAL	Mode	23	0.082	0.0%	0.6%	0.0%	77.4%	79.6%	91.6%
MODAL	Mode	24	0.080	0.5%	0.0%	1.2%	77.9%	79.6%	92.8%
MODAL	Mode	25	0.073	0.0%	0.0%	0.0%	77.9%	79.6%	92.8%
MODAL	Mode	26	0.073	0.0%	0.0%	0.0%	77.9%	79.6%	92.8%
MODAL	Mode	27	0.067	0.0%	0.0%	0.0%	77.9%	79.6%	92.8%

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

MODAL	Mode	28	0.065	0.0%	0.6%	0.0%	77.9%	80.2%	92.8%
MODAL	Mode	29	0.063	0.0%	0.3%	0.0%	77.9%	80.5%	92.8%
MODAL	Mode	30	0.059	0.0%	0.0%	0.0%	77.9%	80.5%	92.8%
MODAL	Mode	31	0.057	0.1%	0.0%	0.9%	78.1%	80.5%	93.7%
MODAL	Mode	32	0.055	0.2%	0.0%	0.0%	78.3%	80.5%	93.7%
MODAL	Mode	33	0.053	0.0%	0.1%	0.0%	78.3%	80.6%	93.7%
MODAL	Mode	34	0.053	0.0%	0.1%	0.0%	78.3%	80.7%	93.7%
MODAL	Mode	35	0.052	0.0%	0.0%	0.0%	78.3%	80.7%	93.7%
MODAL	Mode	36	0.052	0.0%	0.0%	0.0%	78.3%	80.7%	93.7%
MODAL	Mode	37	0.051	1.9%	0.2%	0.0%	80.2%	81.0%	93.7%
MODAL	Mode	38	0.051	0.5%	0.1%	0.0%	80.7%	81.1%	93.7%
MODAL	Mode	39	0.049	0.0%	0.0%	0.0%	80.7%	81.1%	93.7%
MODAL	Mode	40	0.047	0.4%	0.4%	0.0%	81.1%	81.5%	93.7%
MODAL	Mode	41	0.047	2.6%	0.2%	0.0%	83.7%	81.6%	93.7%
MODAL	Mode	42	0.046	0.4%	0.1%	0.0%	84.1%	81.8%	93.7%
MODAL	Mode	43	0.044	0.1%	1.2%	0.0%	84.3%	82.9%	93.7%
MODAL	Mode	44	0.043	0.0%	0.1%	0.0%	84.3%	83.1%	93.7%
MODAL	Mode	45	0.042	0.1%	1.5%	0.0%	84.3%	84.6%	93.7%
MODAL	Mode	46	0.042	0.0%	0.1%	0.0%	84.3%	84.7%	93.7%
MODAL	Mode	47	0.041	0.1%	8.3%	0.0%	84.5%	92.9%	93.7%
MODAL	Mode	48	0.039	0.0%	0.0%	0.1%	84.5%	92.9%	93.9%
MODAL	Mode	49	0.039	0.0%	0.2%	0.0%	84.5%	93.1%	93.9%
MODAL	Mode	50	0.039	0.0%	0.1%	0.4%	84.5%	93.3%	94.3%
MODAL	Mode	51	0.038	0.0%	0.0%	0.0%	84.5%	93.3%	94.3%
MODAL	Mode	52	0.038	0.8%	0.2%	0.0%	85.3%	93.5%	94.3%
MODAL	Mode	53	0.036	0.0%	0.0%	0.0%	85.3%	93.5%	94.3%
MODAL	Mode	54	0.036	0.7%	0.1%	0.0%	86.0%	93.6%	94.3%
MODAL	Mode	55	0.035	0.1%	0.0%	0.0%	86.1%	93.6%	94.3%
MODAL	Mode	56	0.035	0.0%	0.0%	0.0%	86.1%	93.6%	94.3%
MODAL	Mode	57	0.034	0.0%	0.0%	0.0%	86.1%	93.6%	94.3%
MODAL	Mode	58	0.034	0.1%	0.0%	0.0%	86.3%	93.6%	94.3%
MODAL	Mode	59	0.033	0.1%	0.0%	0.0%	86.4%	93.6%	94.3%
MODAL	Mode	60	0.033	0.0%	0.1%	0.0%	86.4%	93.7%	94.3%
MODAL	Mode	61	0.032	0.0%	0.1%	0.0%	86.4%	93.8%	94.3%
MODAL	Mode	62	0.032	0.0%	0.0%	0.3%	86.4%	93.8%	94.6%
MODAL	Mode	63	0.031	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	93.8%	94.6%
MODAL	Mode	64	0.031	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	93.9%	94.6%
MODAL	Mode	65	0.031	0.1%	0.0%	0.0%	86.4%	93.9%	94.6%
MODAL	Mode	66	0.031	0.0%	0.1%	0.0%	86.4%	93.9%	94.6%
MODAL	Mode	67	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	94.0%	94.6%
MODAL	Mode	68	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	94.0%	94.7%
MODAL	Mode	69	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	94.0%	94.7%
MODAL	Mode	70	0.029	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	94.0%	94.7%
MODAL	Mode	71	0.029	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	94.0%	94.7%
MODAL	Mode	72	0.029	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	94.0%	94.7%

MODAL	Mode	73	0.029	0.0%	0.0%	0.0%	86.4%	94.0%	94.7%
MODAL	Mode	74	0.029	0.0%	0.0%	0.0%	86.5%	94.0%	94.7%
MODAL	Mode	75	0.028	0.0%	0.0%	0.0%	86.5%	94.0%	94.7%
MODAL	Mode	76	0.028	0.1%	0.6%	0.0%	86.6%	94.6%	94.7%
MODAL	Mode	77	0.027	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.6%	94.7%
MODAL	Mode	78	0.027	0.0%	0.0%	0.1%	86.6%	94.6%	94.8%
MODAL	Mode	79	0.027	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.6%	94.8%
MODAL	Mode	80	0.027	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.6%	94.8%
MODAL	Mode	81	0.026	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.6%	94.8%
MODAL	Mode	82	0.026	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.6%	94.8%
MODAL	Mode	83	0.026	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.6%	94.8%
MODAL	Mode	84	0.026	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.7%	94.8%
MODAL	Mode	85	0.026	0.0%	0.0%	0.2%	86.6%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	86	0.026	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	87	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.6%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	88	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	89	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	90	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	91	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	92	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	93	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.7%	95.0%
MODAL	Mode	94	0.025	0.0%	0.2%	0.0%	86.7%	94.8%	95.0%
MODAL	Mode	95	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.8%	95.0%
MODAL	Mode	96	0.024	0.0%	0.0%	0.2%	86.7%	94.8%	95.2%
MODAL	Mode	97	0.024	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.9%	95.2%
MODAL	Mode	98	0.024	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.9%	95.2%
MODAL	Mode	99	0.024	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.9%	95.2%
MODAL	Mode	100	0.024	0.0%	0.0%	0.0%	86.7%	94.9%	95.3%

Tabella 6.2: Risultati analisi modale

Come è possibile evincere la massa partecipante è del **86.7%** in direzione longitudinale (X), del **94.9%** in direzione trasversale e del **95.3%** in direzione verticale.

In rosso sono evidenziati i modi in grado di eccitare più del 5% della massa della struttura.

A titolo esemplificativo si illustrano le forme modali principali del viadotto in direzione longitudinale, trasversale e verticale:

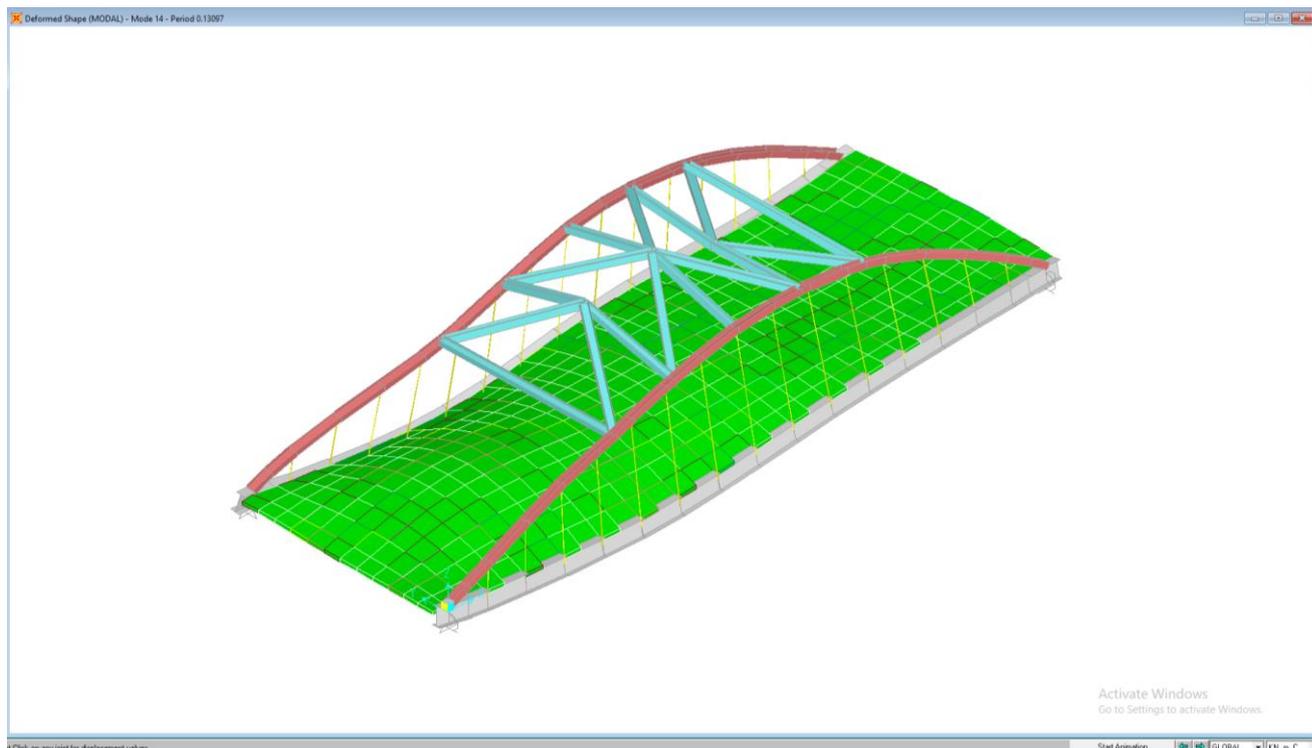


Figura 6.22. Forma modale principale in dir. Longitudinale (Modo n.14 – $T = 0.14$ – $M = 47.4\%$)

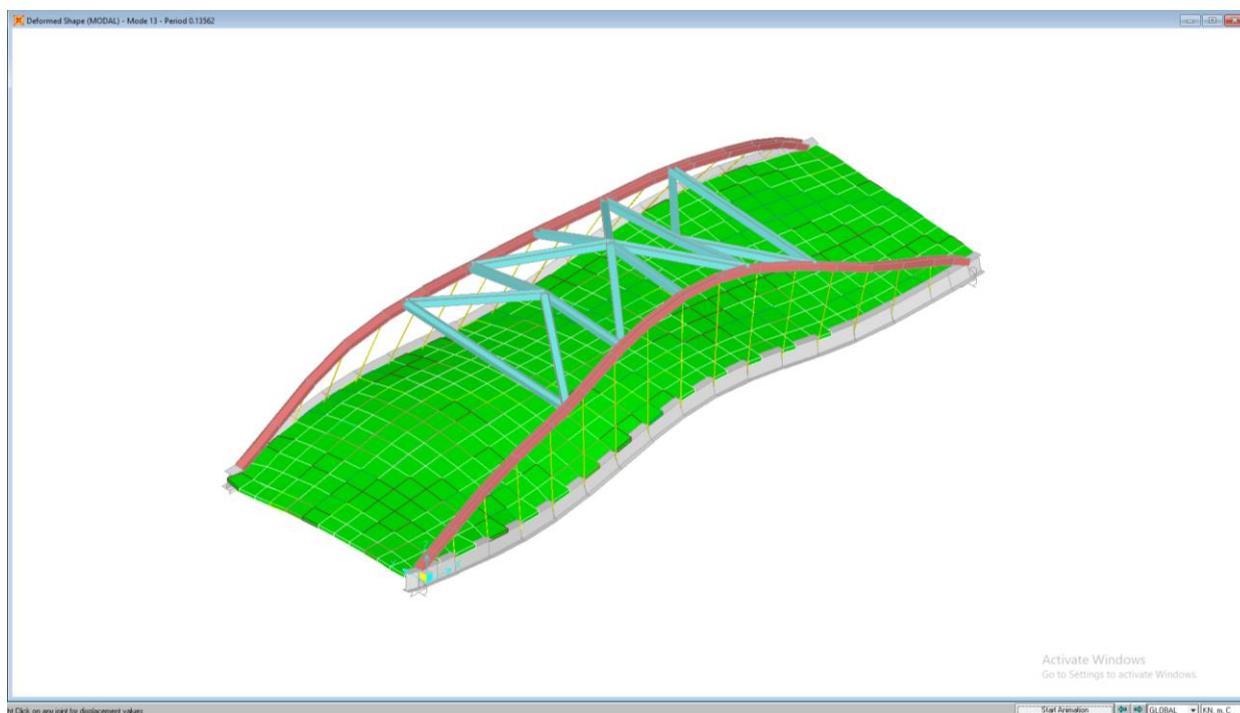


Figura 6.23. Forma modale principale in dir. Trasversale (Modo n.13 – $T = 0.14$ – $M = 57.4\%$)

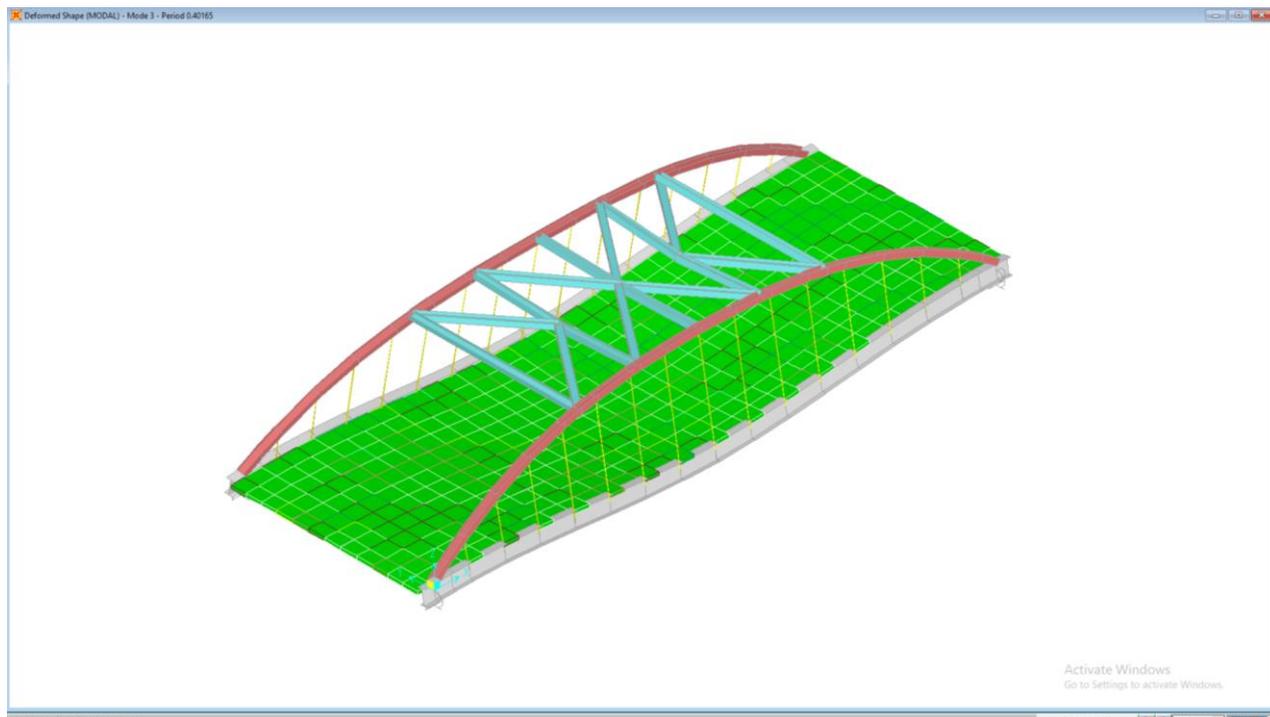


Figura 6.24. Forma modale principale in dir. Verticale (Modo n.3 – $T = 0.40$ – $M = 59.3\%$)

6.5 Combinazioni

Di seguito si esplicitano le combinazioni di calcolo implementate nel programma, ed i relativi coefficienti parziali con cui sono moltiplicati gli effetti generati dalle singole condizioni di carico precedentemente definite.

Gli effetti dovuti alle variazioni di temperatura uniformi e differenziali sono stati preliminarmente combinati in accordo a quanto previsto dalla norma EN 1991-1-5; successivamente è stata creata una combinazione di involuppo degli effetti:

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
DT-C1	Linear Add	Linear Static	DTNexp	1.00
DT-C1		Linear Static	DTMheat	0.75
DT-C2	Linear Add	Linear Static	DTNexp	1.00
DT-C2		Linear Static	DTMcool	0.75
DT-C3	Linear Add	Linear Static	DTNcon	1.00
DT-C3		Linear Static	DTMheat	0.75
DT-C4	Linear Add	Linear Static	DTNcon	1.00
DT-C4		Linear Static	DTMcool	0.75
ENVDT	Envelope	Response Combo	DT-C1	1.00
ENVDT		Response Combo	DT-C2	1.00
ENVDT		Response Combo	DT-C3	1.00
ENVDT		Response Combo	DT-C4	1.00

Tabella 6.3: Combinazioni di calcolo – Effetti delle variazioni di temperatura

La tabella seguente è relativa alle combinazioni per verifiche in condizioni di esercizio agli SLU ed SLE:

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU1	Linear Add	Linear Static	G1b	1.35
SLU1		Linear Static	G2	1.35
SLU1		Moving Load	MV-Q1-TS	1.35
SLU1		Linear Static	Q5	0.90
SLU1		Response Combo	ENVDT	0.90
SLU1		Linear Static	G1a	1.35
SLU1		Moving Load	MV-Q1-UDL	1.35
SLU1		Linear Static	RIT	1.20
SLU2	Linear Add	Linear Static	G1b	1.35
SLU2		Linear Static	G2	1.35
SLU2		Moving Load	MV-Q1-TS	1.35
SLU2		Linear Static	Q5	0.90
SLU2		Response Combo	ENVDT	0.90
SLU2		Linear Static	G1a	1.35
SLU2		Moving Load	MV-Q1-UDL	1.35
ENVSLU	Envelope	Response Combo	SLU1	1.00
ENVSLU		Response Combo	SLU2	1.00
SLE-R	Linear Add	Linear Static	G1b	1.00
SLE-R		Linear Static	G2	1.00
SLE-R		Moving Load	MV-Q1-TS	1.00
SLE-R		Linear Static	Q5	0.60
SLE-R		Response Combo	ENVDT	0.60
SLE-R		Linear Static	G1a	1.00
SLE-R		Moving Load	MV-Q1-UDL	1.00
SLE-R		Linear Static	RIT	1.00

Tabella 6.4: Combinazioni di calcolo – Condizioni di esercizio

La tabella seguente è relativa alle combinazioni per verifiche in condizioni sismiche agli SLV:

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLV-CX	Linear Add	Linear Static	G1a	1.00
SLV-CX		Linear Static	G1b	1.00
SLV-CX		Linear Static	G2	1.00
SLV-CX		Response Spectrum	SLV-X	1.00
SLV-CX		Response Spectrum	SLV-Y	0.30
SLV-CX		Response Spectrum	SLV-Z	0.30
SLV-CX		Linear Static	RIT	1.00
SLV-CX		Response Combo	ENVDT	0.50
SLV-CY	Linear Add	Linear Static	G1a	1.00
SLV-CY		Linear Static	G1b	1.00
SLV-CY		Linear Static	G2	1.00
SLV-CY		Response Spectrum	SLV-X	0.30

SLV-CY		Response Spectrum	SLV-Y	1.00
SLV-CY		Response Spectrum	SLV-Z	0.30
SLV-CY		Linear Static	RIT	1.00
SLV-CY		Response Combo	ENVDT	0.50
SLV-CZ	Linear Add	Linear Static	G1a	1.00
SLV-CZ		Linear Static	G1b	1.00
SLV-CZ		Linear Static	G2	1.00
SLV-CZ		Response Spectrum	SLV-X	0.30
SLV-CZ		Response Spectrum	SLV-Y	0.30
SLV-CZ		Response Spectrum	SLV-Z	1.00
SLV-CZ		Linear Static	RIT	1.00
SLV-CZ		Response Combo	ENVDT	0.50
ENVSLV	Envelope	Response Combo	SLV-CX	1.00
ENVSLV		Response Combo	SLV-CY	1.00
ENVSLV		Response Combo	SLV-CZ	1.00

Tabella 6.5: Combinazioni di calcolo – Condizioni sismiche agli SLV

Infine, si riportano i coefficienti di combinazione relativi alle analisi di buckling:

TABLE: Case - Buckling - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
Buck1	Load pattern	G1a	1.35
Buck1	Load pattern	G1b	1.35
Buck1	Load pattern	G2	1.35
Buck1	Load pattern	RIT	1.2
Buck1	Load pattern	Q1-TS-1	1.35
Buck1	Load pattern	Q1-UDL-1	1.35
Buck1	Load pattern	Q5	0.9
Buck1	Load pattern	DTNexp	0.9
Buck1	Load pattern	DTMcool	0.675
Buck2	Load pattern	G1a	1.35
Buck2	Load pattern	G1b	1.35
Buck2	Load pattern	G2	1.35
Buck2	Load pattern	RIT	1.2
Buck2	Load pattern	Q1-TS-1	1.35
Buck2	Load pattern	Q1-UDL-2	1.35
Buck2	Load pattern	Q5	0.9
Buck2	Load pattern	DTNexp	0.9
Buck2	Load pattern	DTMcool	0.675

Tabella 6.6: Coefficienti parziali per analisi di buckling

6.6 Caratteristiche della sollecitazioni SLU-STR

Di seguito si illustra l'andamento delle caratteristiche della sollecitazione per combinazioni SLU-STR relativamente agli elementi portanti principali: archi, travi-catena, pendini ed agli elementi del sistema di controventamento superiore.

Per gli elementi principali i diagrammi sono relativi all'arco-trave destro, maggiormente sollecitato.

6.6.1 Arco



Figura 6.25. – Combinazione ENVSLU – Sforzo Normale

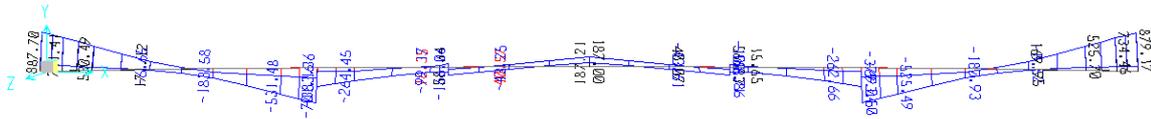


Figura 6.26. – Combinazione ENVSLU – Momento flettente M33

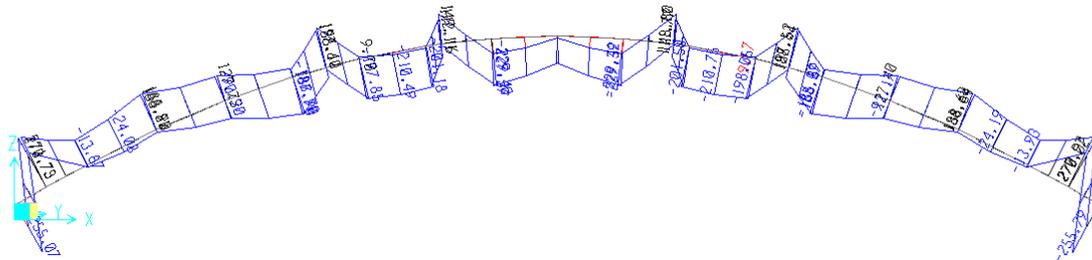


Figura 6.27. – Combinazione ENVSLU – Momento flettente M22

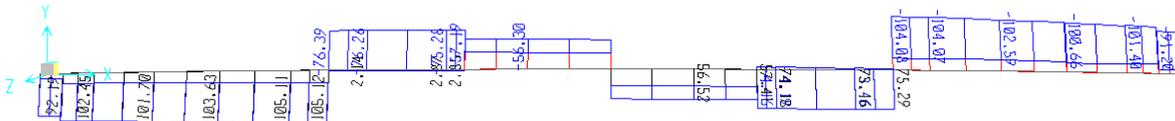


Figura 6.28. – Combinazione ENVSLU – Sforzi di taglio V22

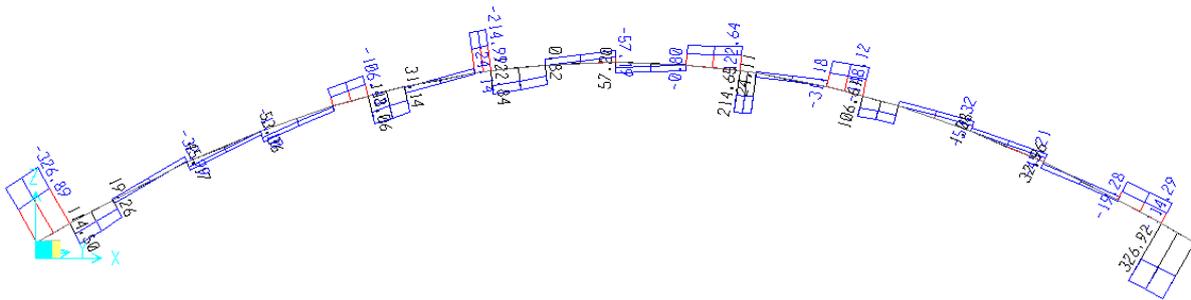


Figura 6.29. – Combinazione ENVSU – Sforzi di taglio V33

6.6.2 Trave-Catena

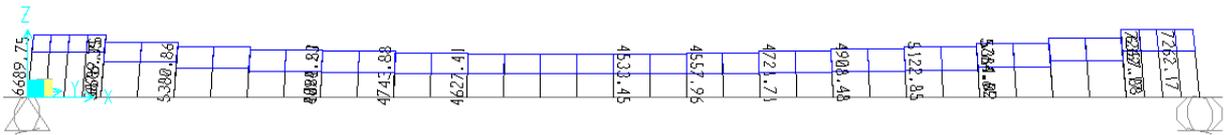


Figura 6.30. – Combinazione ENVSU – Sforzo Normale

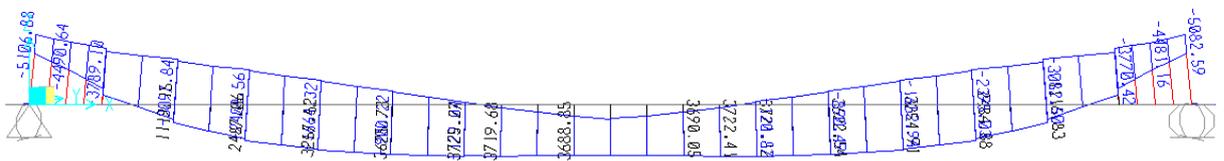


Figura 6.31. – Combinazione ENVSU – Momento flettente M33

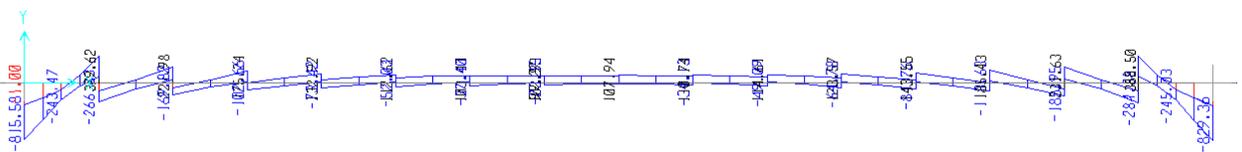


Figura 6.32. – Combinazione ENVSU – Momento flettente M22

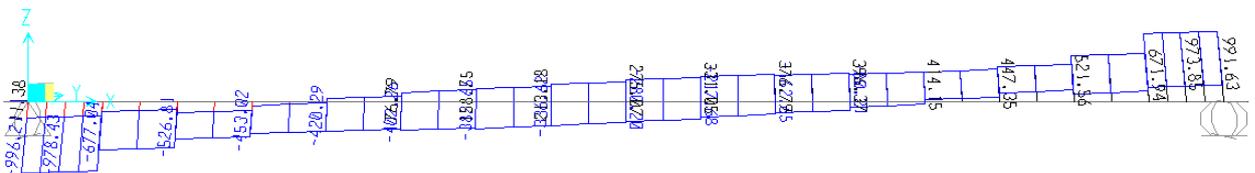


Figura 6.33. – Combinazione ENVSU – Sforzi di taglio V22

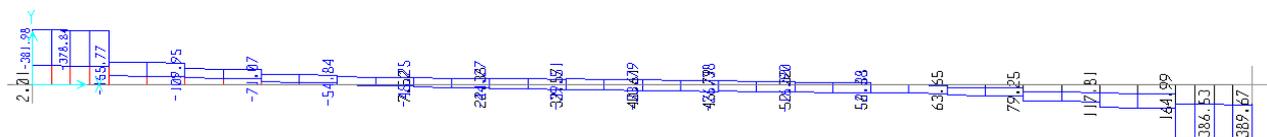
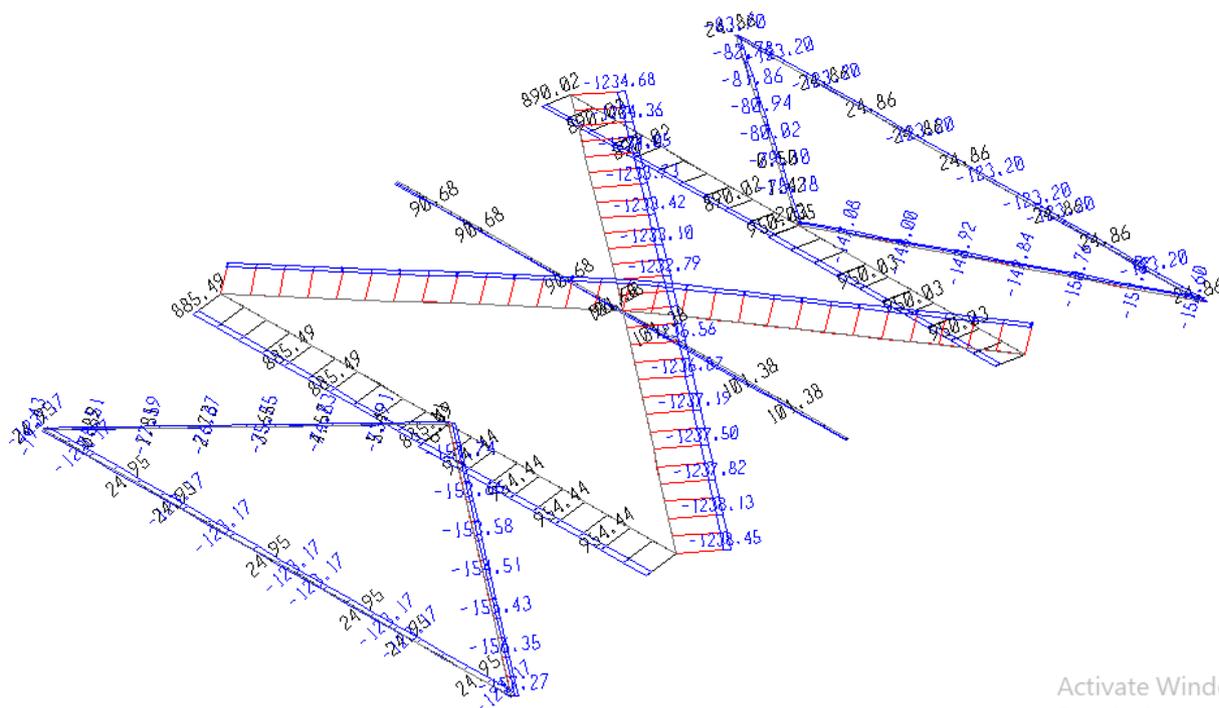


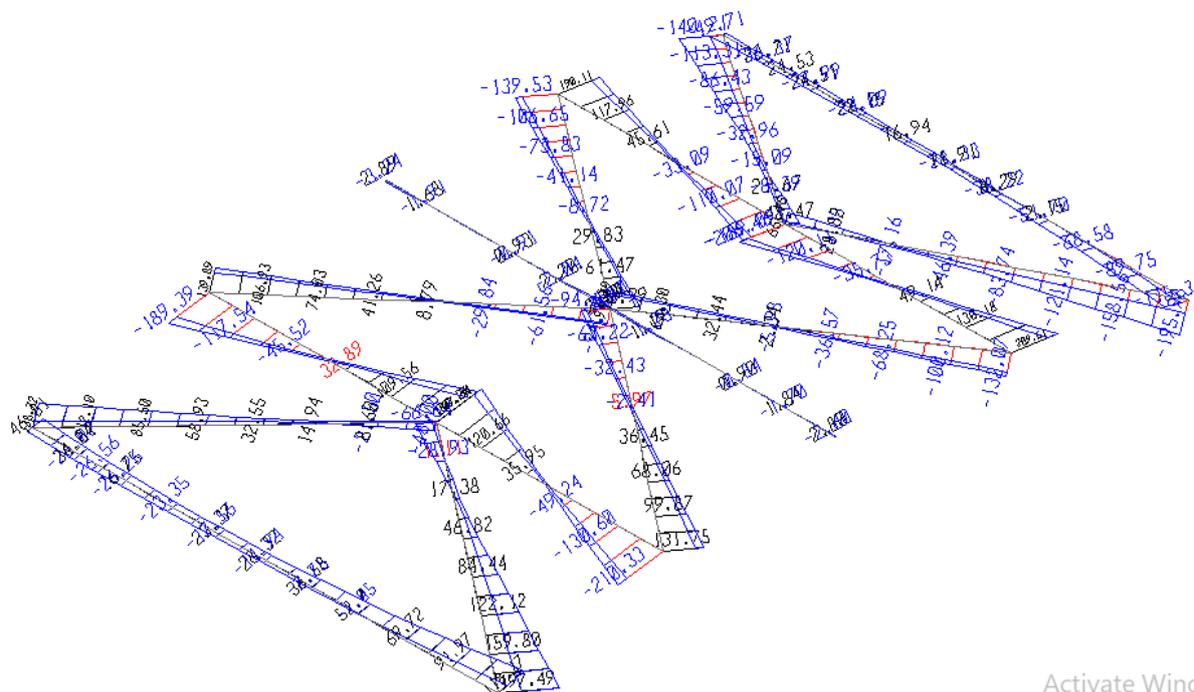
Figura 6.34. – Combinazione ENVSLU – Sforzi di taglio V33

6.6.3 Controventi superiori



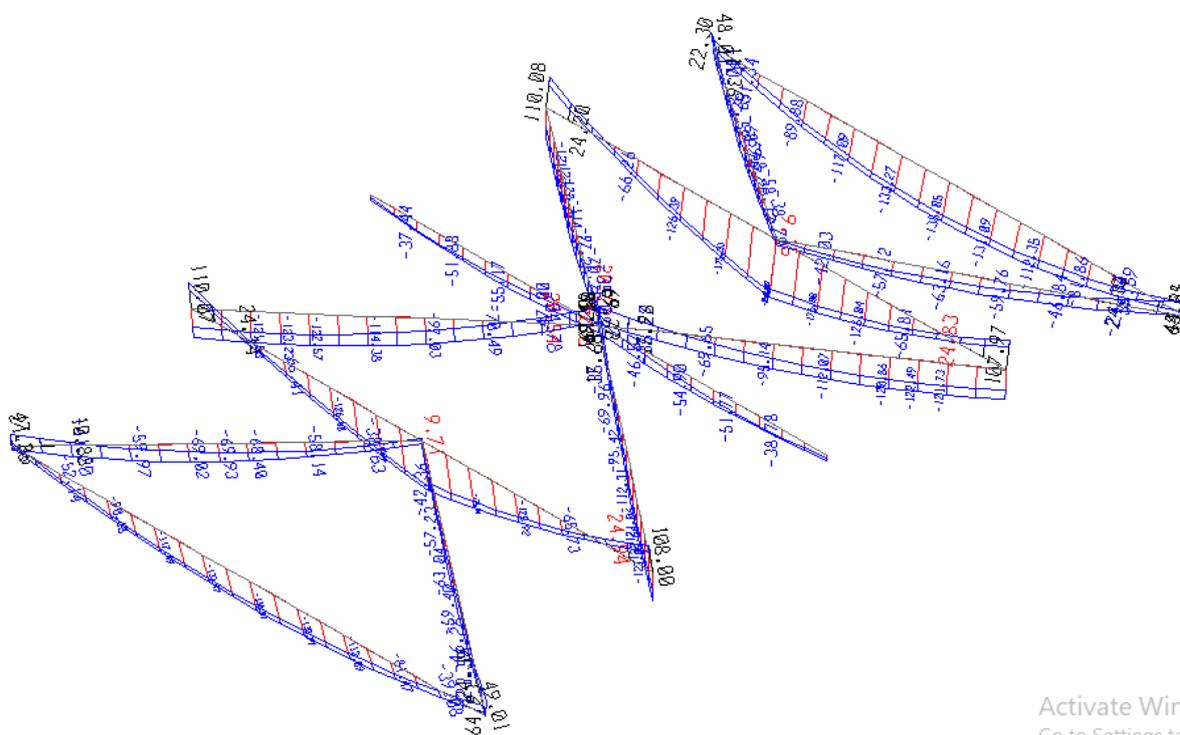
Activate Window
Go to Settings to activ

Figura 6.35. – Combinazione ENVSLU – Sforzo Normale



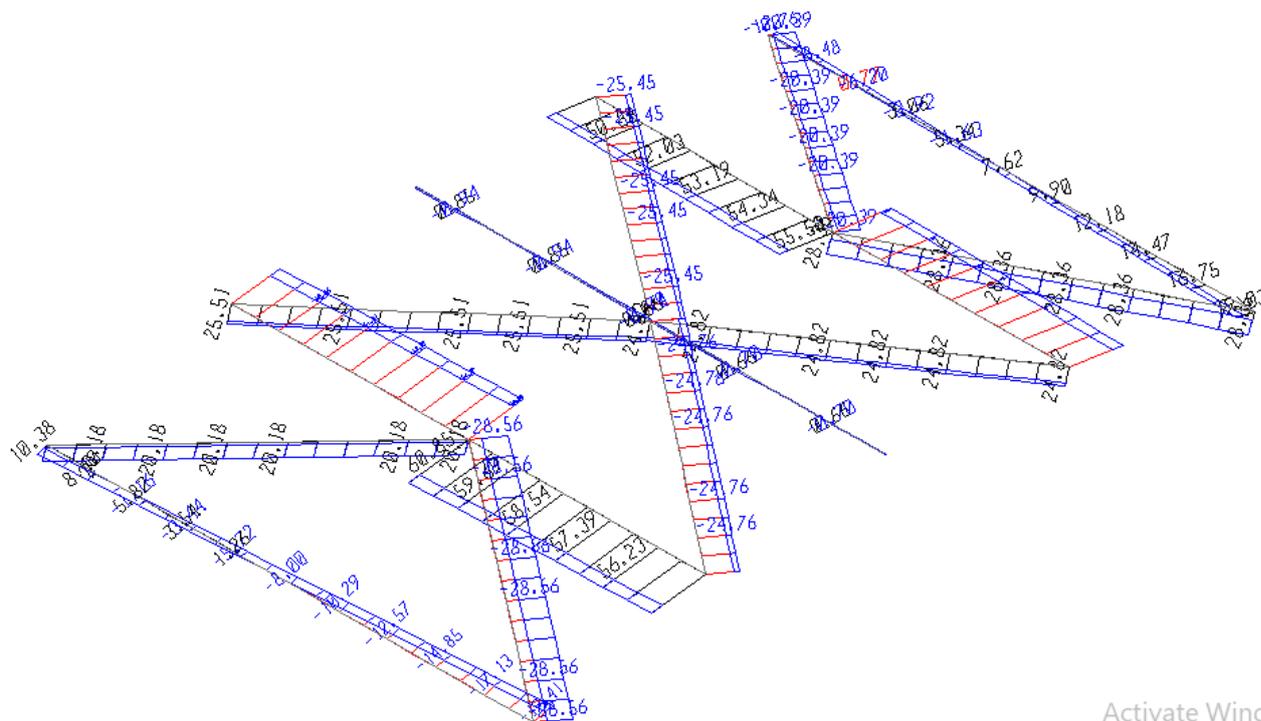
Activate Window
Go to Settings to activate

Figura 6.36. – Combinazione ENVSLU – Momento flettente M33



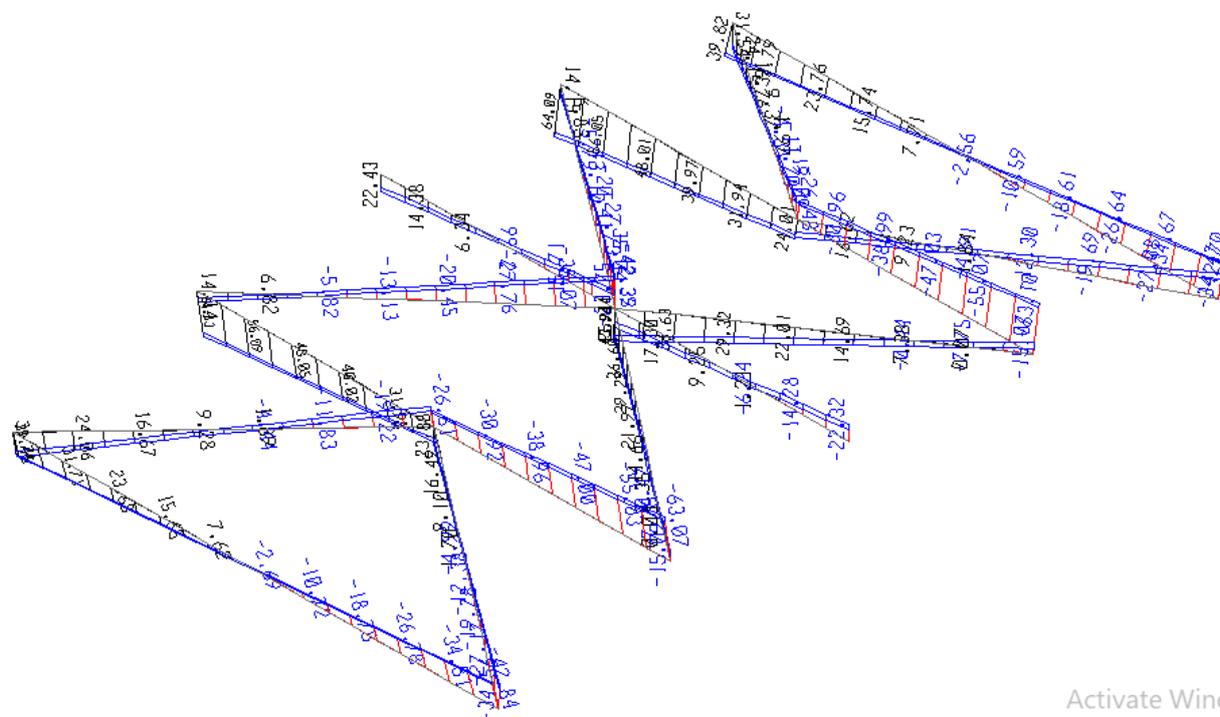
Activate Window
Go to Settings to activate

Figura 6.37. – Combinazione ENVSLU – Momento flettente M22



Activate Windows
Go to Settings to activate Windows features.

Figura 6.38. – Combinazione ENVSLU – Sforzi di taglio V22



Activate Windows
Go to Settings to activate Windows features.

Figura 6.39. – Combinazione ENVSLU – Sforzi di taglio V33

6.6.4 Pendini

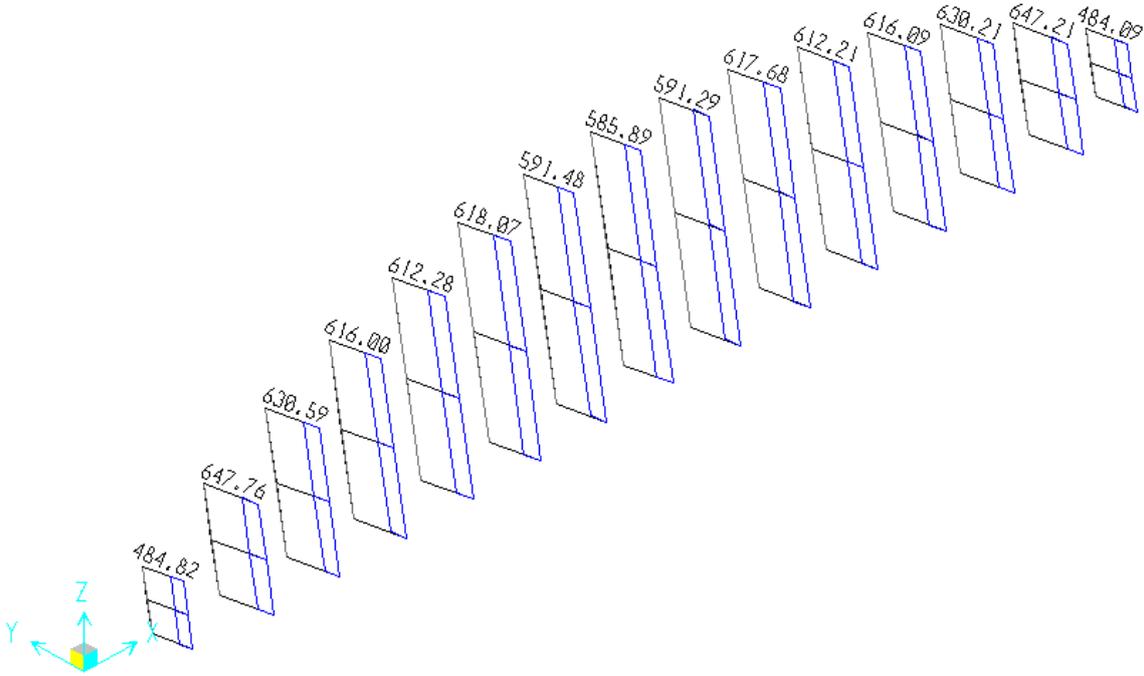


Figura 6.40. – Combinazione ENVSLU – Sforzo Normale

6.7 Caratteristiche della sollecitazioni SLU-SLV

Di seguito si illustra l'andamento delle caratteristiche della sollecitazione per combinazioni sismiche SLU-SLV relativamente agli elementi portanti principali: archi, travi-catena, pendini.

I diagrammi sono ancora relativi all'[arco-trave destro](#).

Come risulta evidente gli effetti generati dal sisma sono di entità inferiore rispetto a quelli relativi alle condizioni di esercizio e non sono dimensionanti per le strutture di impalcato.

6.7.1 Arco



Figura 6.41. – Combinazione ENVSLV – Sforzo Normale

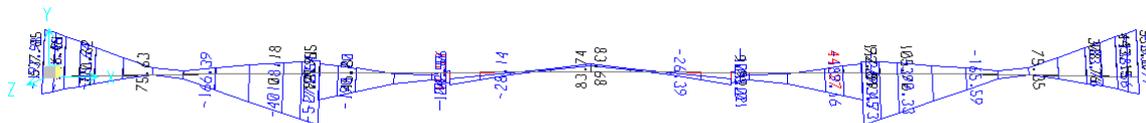


Figura 6.42. – Combinazione ENVSLV – Momento flettente M33

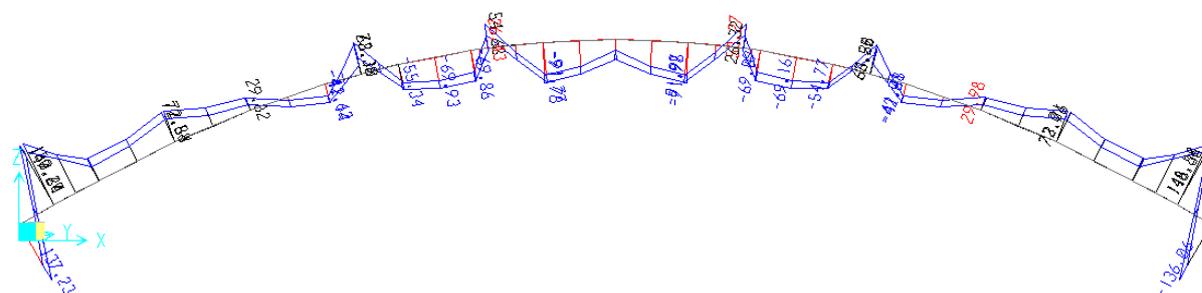


Figura 6.43. – Combinazione ENVSLV – Momento flettente M22

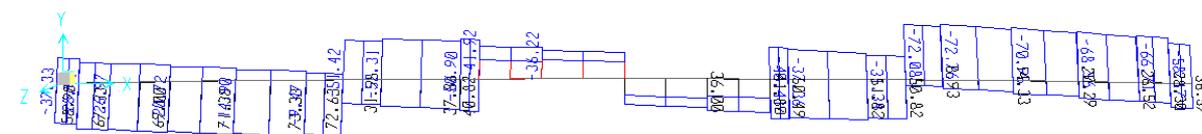


Figura 6.44. – Combinazione ENVSLV – Sforzi di taglio V22

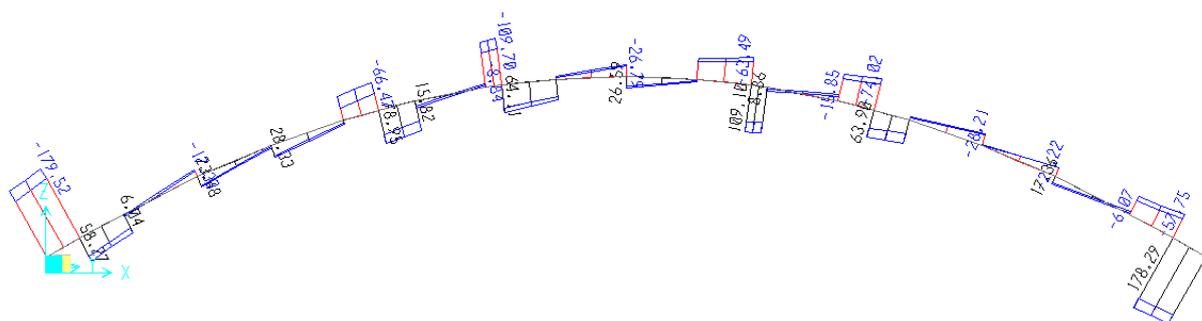


Figura 6.45. – Combinazione ENVSLV – Sforzi di taglio V33

6.7.2 Trave-Catena

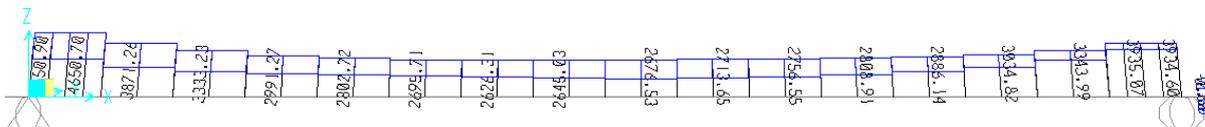


Figura 6.46. – Combinazione ENVSLV – Sforzo Normale

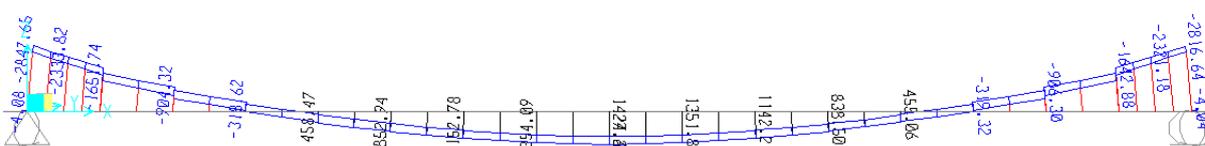


Figura 6.47. – Combinazione ENVSLV – Momento flettente M33

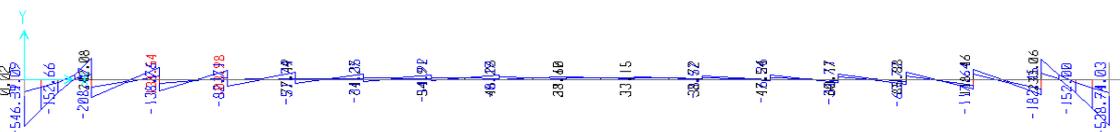


Figura 6.48. – Combinazione ENVSLV – Momento flettente M22

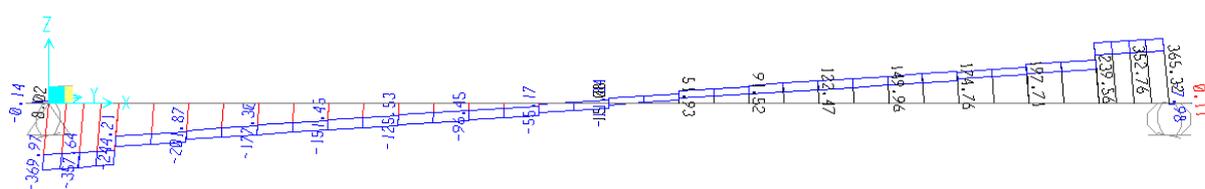


Figura 6.49. – Combinazione ENVSLV – Sforzi di taglio V22

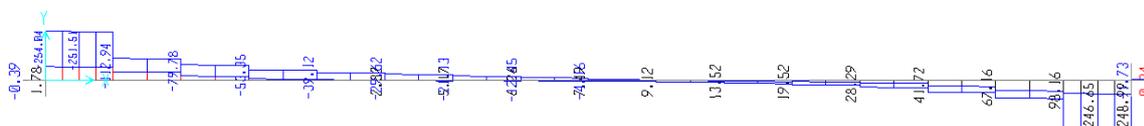


Figura 6.50. – Combinazione ENVSLV – Sforzi di taglio V33

6.7.3 Controventi superiori

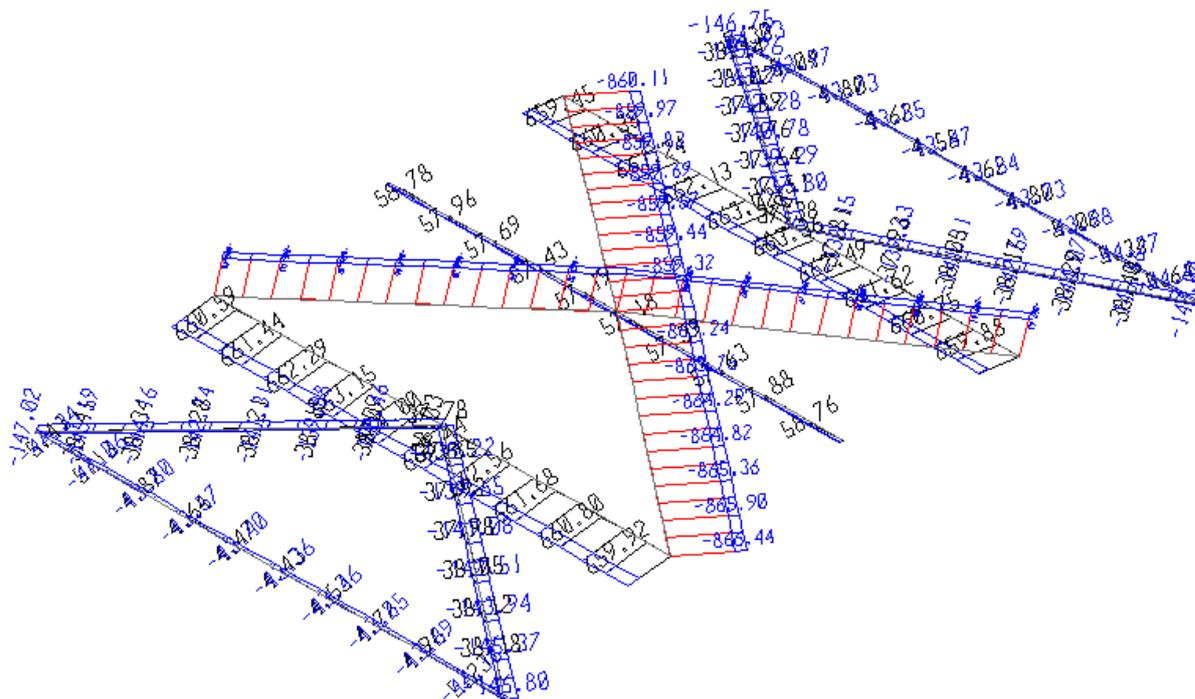


Figura 6.51. – Combinazione ENVSLV – Sforzo Normale

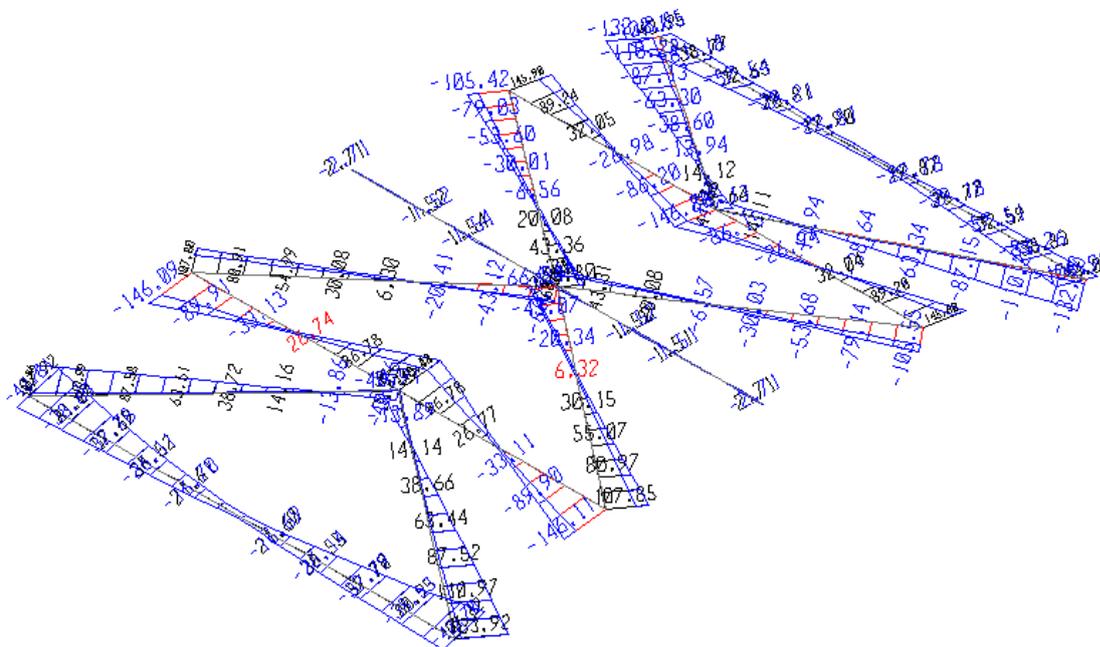


Figura 6.52. – Combinazione ENVSLV – Momento flettente M33

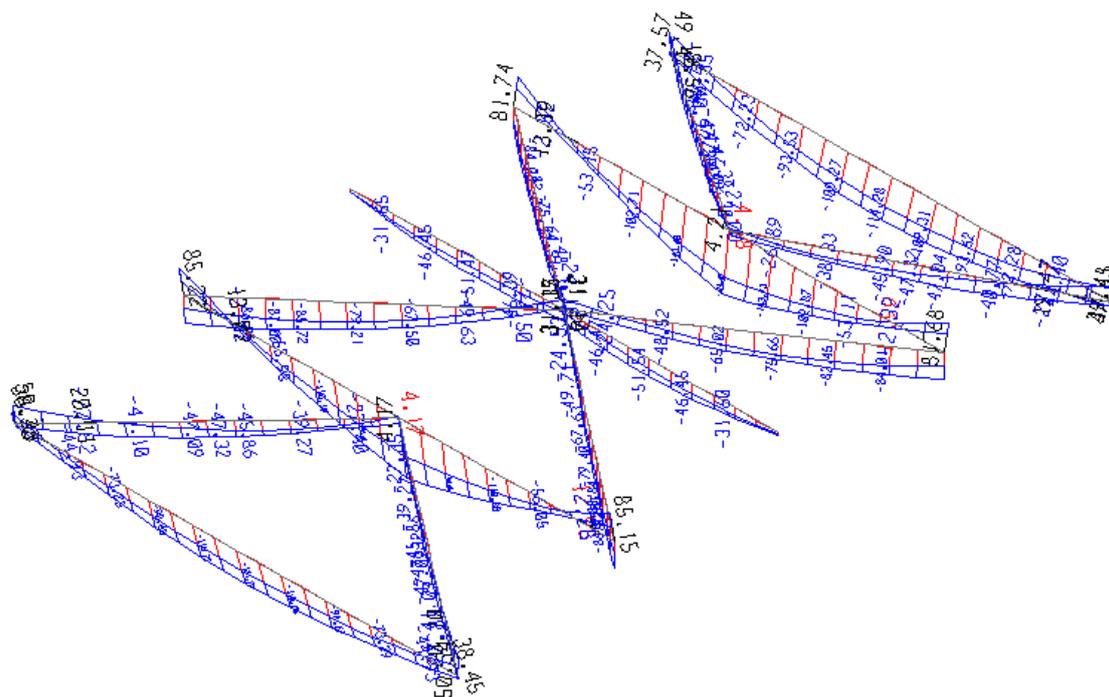


Figura 6.53. – Combinazione ENVSLV – Momento flettente M22

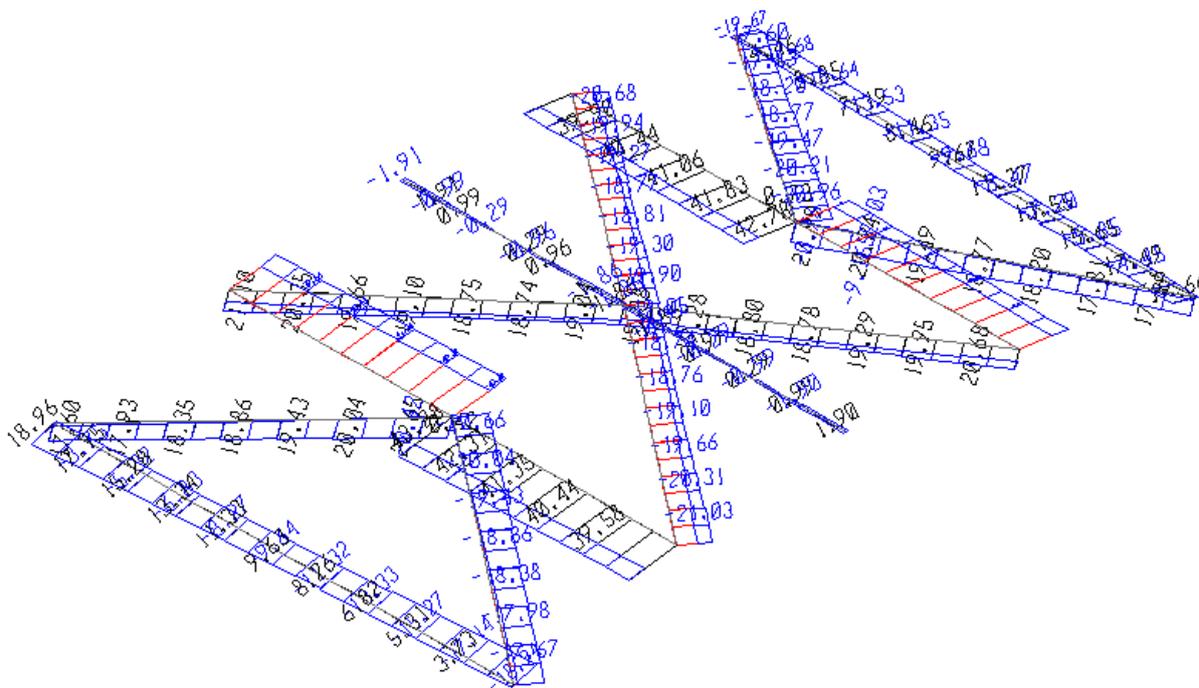


Figura 6.54. – Combinazione ENVSLV – Sforzi di taglio V22

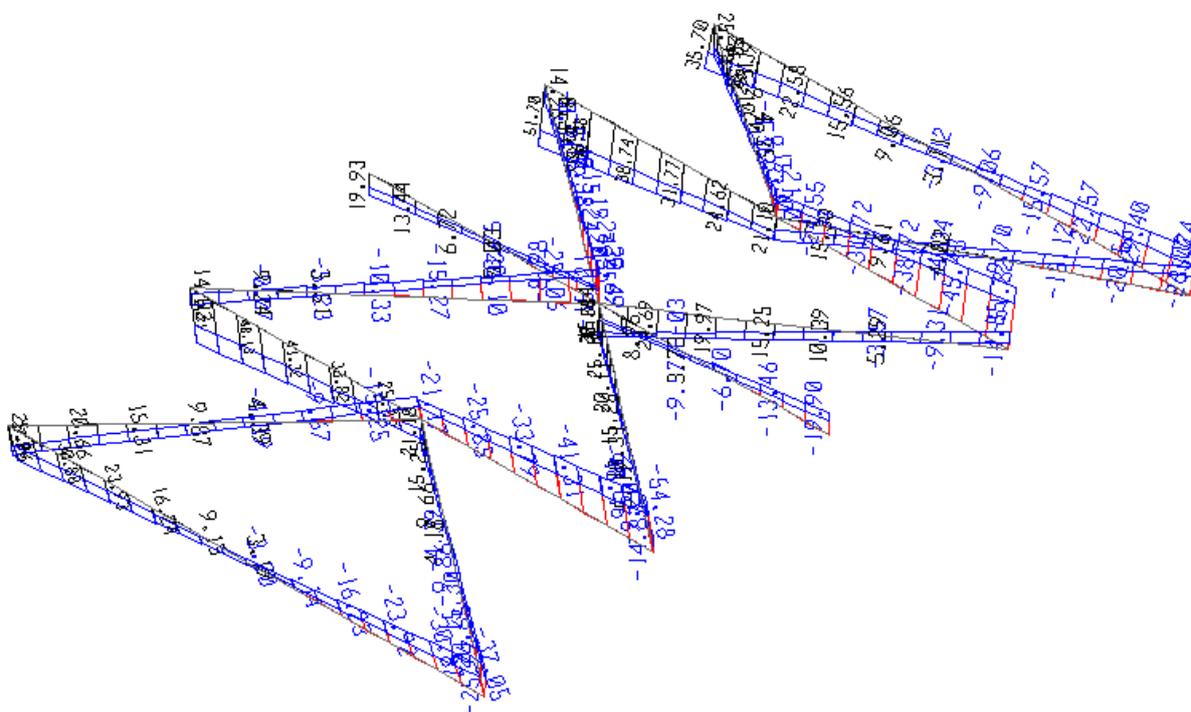
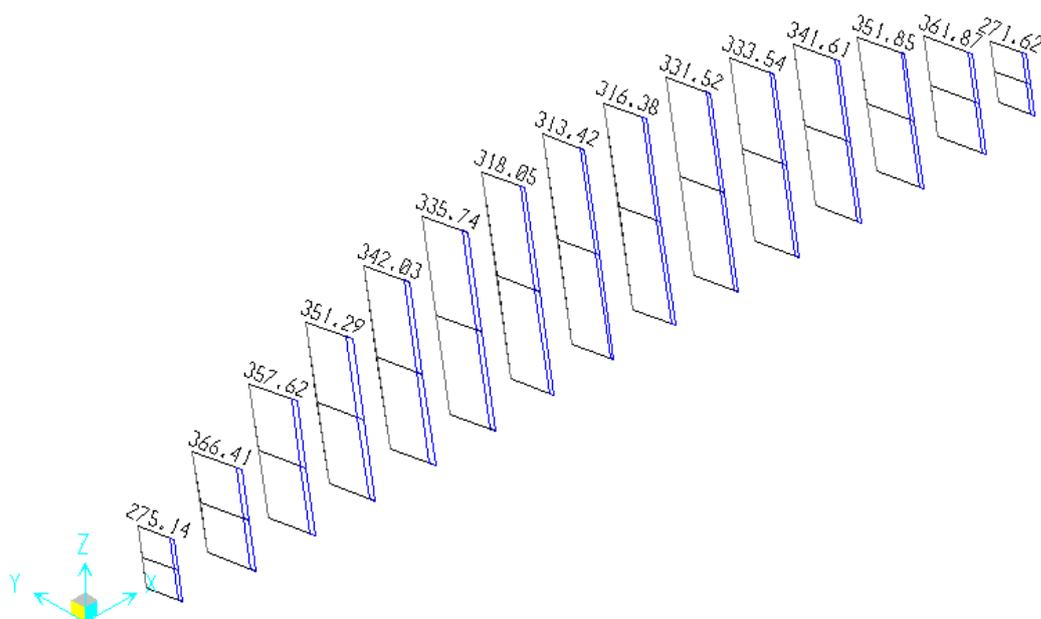


Figura 6.55. – Combinazione ENVSLV – Sforzi di taglio V33

6.7.4 Pendini



Actis

Figura 6.56. – Combinazione ENVSLV – Sforzo Normale

6.8 Verifiche di resistenza SLU

La resistenza di progetto delle sezioni in acciaio dipende dalla relativa classificazione.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

6.8.1 Classificazione delle sezioni resistenti

In base al par. 4.2.3.1 delle NTC2018 le sezioni trasversali degli elementi strutturali in acciaio si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

Essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$;
- Classe 2: quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$;
- Classe 3: quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- Classe 4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

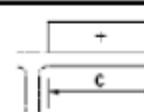
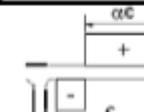
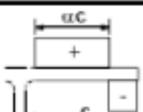
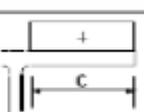
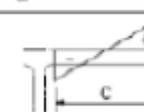
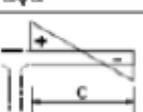
Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono compatte, quelle di classe 3 moderatamente snelle e quelle di classe 4 snelle. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le Tab. 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.IV delle NTC2018, di seguito riportate, forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni:

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

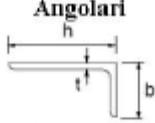
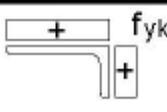
		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

La classe di una sezione è definita dalla classe più alta tra quella degli elementi compressi che la compongono.

È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

6.8.2 Criteri di verifica

Le verifiche di resistenza degli elementi principali sono state condotte con l'ausilio dell'apposito modulo di verifica delle sezioni in acciaio del programma di calcolo SAP2000P, in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 6.2 della norma EN 1993-1-1.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione sono state condotte considerando la sommatoria dei coefficienti di utilizzo relativi agli sforzi assiali (trazione o compressione), ed momenti flettenti che sollecitano gli elementi nei due piani (§6.2 EN 1993-1-1).

Per le sezioni di classe 1, 2 e 3 vale la seguente formulazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0$$

Dove N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ sono i valori delle resistenze di progetto dipendenti dalle classe della sezione.

Per le sezioni di classe 4 vale la seguente espressione:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$$

Dove:

A_{eff} , $W_{eff,y,min}$, $W_{eff,z,min}$ sono l'area e i moduli di resistenza "efficaci" ottenuti non considerando le parti delle sezioni "inattive" a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto nella norma EN 1993-1-5.

e_{Ny} , e_{Nz} sono le eccentricità nelle due direzioni y e z tra il baricentro della sezione efficace e quello della sezione lorda.

Le verifiche di resistenza a taglio sono state condotte in ciascuna direzione verificando che:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Dove $V_{c,Rd}$ è il valore della resistenza di progetto a taglio della sezione.

I coefficienti parziali che compaiono nelle formulazioni relative alle resistenze di progetto, assumono, i seguenti valori in accordo alla Tab. 4.2.VII del DM 17/01/2018:

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

6.8.3 Resistenza a trazione

La resistenza a trazione è assunta pari a:

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Dove A è l'area della sezione lorda.

Per sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, la resistenza a trazione è assunta pari al minore tra la resistenza plastica di progetto $N_{pl,Rd}$ e la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, in corrispondenza dei fori:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

6.8.4 Resistenza a compressione

Per sezioni di classe 1, 2 e 3 la resistenza a compressione della sezione è assunta pari a:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

6.8.5 Resistenza alla flessione

Per sezioni di classe 1, 2 la resistenza a flessione è assunta pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Per sezioni di classe 3 la resistenza a flessione è assunta pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

6.8.6 Resistenza al taglio

La resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di Torsione, è assunta pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si assume:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si assume:

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w)$$

Dove:

- A è l'area lorda della sezione del profilo;
- b è la larghezza delle ali dei profilati ad I o H;
- h_w è l'altezza dell'anima
- r è il raggio di raccordo tra anima ed ala (se presente);
- t_f è lo spessore delle ali;
- t_w è lo spessore dell'anima.

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, e pertanto risulta:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0.5$$

Si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Altrimenti, posto:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

La resistenza a flessione deve essere determinata assumendo per l'area resistente a taglio A_v , la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

6.8.7 Archi

I risultati sono relativi all'**arco destro** maggiormente sollecitato.

La figura seguente illustra l'andamento dei coefficienti di utilizzo a pressoflessione per la più gravosa tra le combinazioni SLU1 ed SLU2 precedentemente definite:

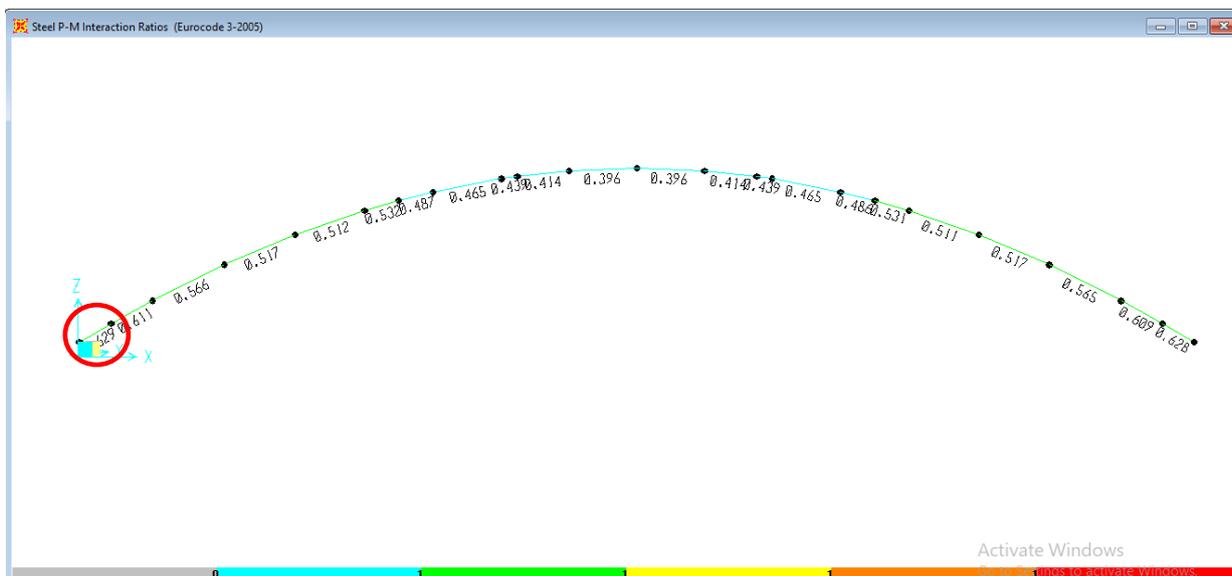


Figura 6.57. – Combinazioni SLU – Verifiche di resistenza a pressoflessione - Coefficienti di utilizzo – Archi

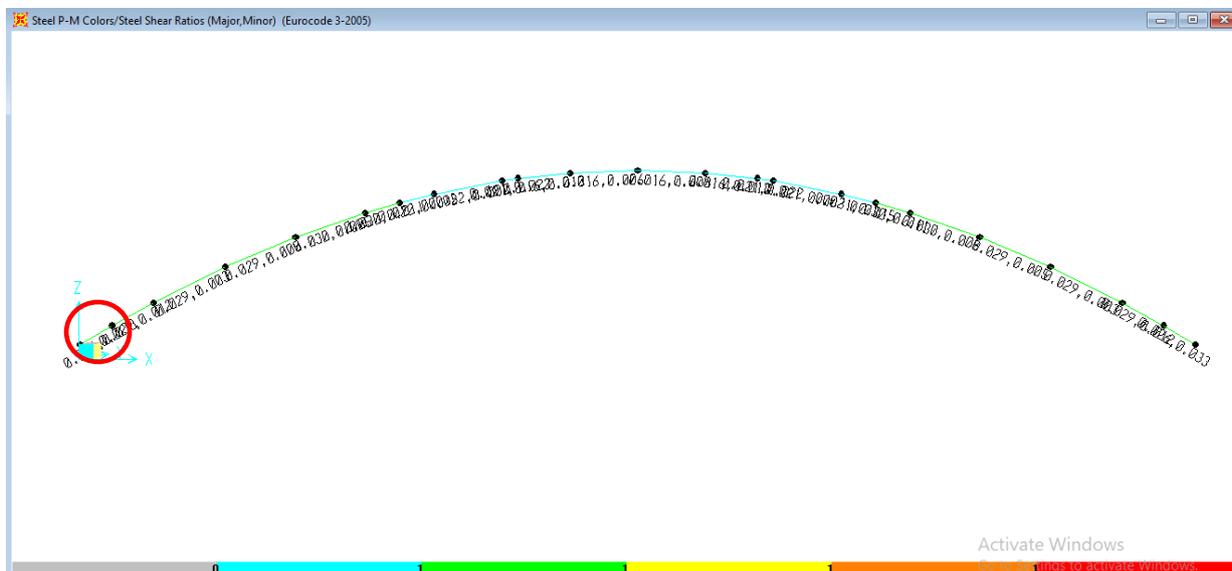


Figura 6.58. – Combinazioni SLU – Verifiche di resistenza a taglio - Coefficienti massimi di utilizzo nelle due direzioni – Archi

L'elemento maggiormente sollecitato è quello di incastro con la trave-catena, cui corrisponde un coefficiente di utilizzo pari a:

c.u. = 0.629 per verifiche a pressoflessione;

c.u. = 0.026 per verifiche a taglio lungo l'asse 22;

c.u. = 0.032 per verifiche a taglio lungo l'asse 33.

Di seguito il dettaglio delle verifiche di resistenza relative a questo elemento:

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units: KN, m, C

Frame	: 331	Design Sect:	arco
X Mid	: 0.671	Design Type:	Brace
Y Mid	: 0.187	Frame Type:	Moment Resisting Frame
Z Mid	: 1.061	Sect Class:	Class 1
Length	: 1.590	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000
Area	: 0.074	SMajor	: 0.016
IMajor	: 0.005	SMInor	: 0.005
IMInor	: 0.001	ZMajor	: 0.018
Ixy	: 0.000	ZMInor	: 0.008
		rMajor	: 0.250
		rMInor	: 0.130
		E	: 210000000.00
		Fy	: 355000.000
AUMajor	: 0.018	AUMInor	: 0.050

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0.000	-9656.138	887.700	-255.067	18.466	-194.547	-39.583	

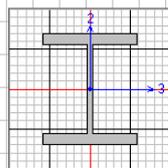
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0.629	= 0.384	+ 0.146	+ 0.099	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-9656.138	24010.909	25154.286	24010.909	24010.909

MOMENT DESIGN					
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major Moment	887.700	6061.371	6061.371	5785.855	
Minor Moment	-255.067	2572.229	2572.229		

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1.000	1.000	0.890	0.761		1.073
Minor Moment	1.000	1.000	0.355		0.213	

SHEAR DESIGN					
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	91.855	3513.589	0.026	OK	0.000
Minor Shear	315.169	9759.969	0.032	OK	0.000



Activate Windows
Go to Settings to activate Windows

6.8.8 Trave-catena

I risultati sono relativi alla [trave-catena destra](#) maggiormente sollecitata.

La figura seguente illustra l'andamento dei coefficienti di utilizzo a pressoflessione per la più gravosa tra le combinazioni SLU1 ed SLU2 precedentemente definite:



Figura 6.59. – Combinazioni SLU – Verifiche di resistenza a pressoflessione - Coefficienti di utilizzo – Trave-catena



Figura 6.60. – Combinazioni SLU – Verifiche di resistenza a taglio - Coefficienti massimi di utilizzo nelle due direzioni – Trave-catena

L'elemento maggiormente sollecitato è quello di incastro con l'arco, cui corrisponde un coefficiente di utilizzo pari a:

$c.u. = 0.940$ per verifiche a pressoflessione;

$c.u. = 0.129$ per verifiche a taglio lungo l'asse 22;

$c.u. = 0.042$ per verifiche a taglio lungo l'asse 33.

Di seguito il dettaglio delle verifiche di resistenza relative a questo elemento:

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File		Units: KN, m, C	
V Mid	: 0.000	Frame Type	: Moment Resisting Frame
Z Mid	: 0.000	Sect Class	: Class 3
Length	: 1.563	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000
Area	: 0.093	SMajor	: 0.041
IMajor	: 0.027	SMInor	: 0.007
IMInor	: 0.002	ZMajor	: 0.046
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.010
		rMajor	: 0.538
		rMinor	: 0.157
		E	: 210000000.00
		Fy	: 355000.000
		AUMajor	: 0.039
		AUMInor	: 0.047
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	0.000	P	6519.902
		M33	-5060.705
		M22	-815.581
		U2	-982.097
		U3	-381.980
		T	1.348
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO			
Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio
	0.948	= 0.208	+ 0.363
			+ 0.369
			Ratio Limit
			0.950
			Status Check
			OK
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	6519.902	29884.545	31307.619
		Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
		29884.545	29884.545
MOMENT DESIGN			
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity
Major Moment	-5060.705	13926.136	13926.136
Minor Moment	-815.581	2211.541	2211.541
		Mb,Rd Capacity	
		13293.130	
	K Factor	L Factor	k Factor
Major Moment	1.000	2.000	1.010
Minor Moment	1.000	1.000	0.732
			kzy Factor
			0.998
			kyz Factor
			0.732
			C1 Factor
			1.049
SHEAR DESIGN			
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio
Major Shear	982.097	7612.776	0.129
Minor Shear	381.980	9109.304	0.042
			Status Check
			OK
			Ted Torsion
			0.000
			0.000

C'è da osservare che il collegamento tra la trave-catena e la soletta, nel modello di analisi avviene in maniera "discreta", in corrispondenza di nodi posti ad interasse dei pendini. Nella realtà, il collegamento tra questi elementi sarà continuo e la soletta verrà solidarizzata alla trave con l'inserimento di apposite piolature. Per quanto appena illustrato, la flessione nel piano orizzontale della trave catena è sostanzialmente trascurabile, ed il coefficiente di utilizzo complessivo assume valori più contenuti.

6.8.9 Controventi superiori

La figura seguente illustra l'andamento dei coefficienti di utilizzo a pressoflessione per la più gravosa tra le combinazioni SLU1 ed SLU2 precedentemente definite:

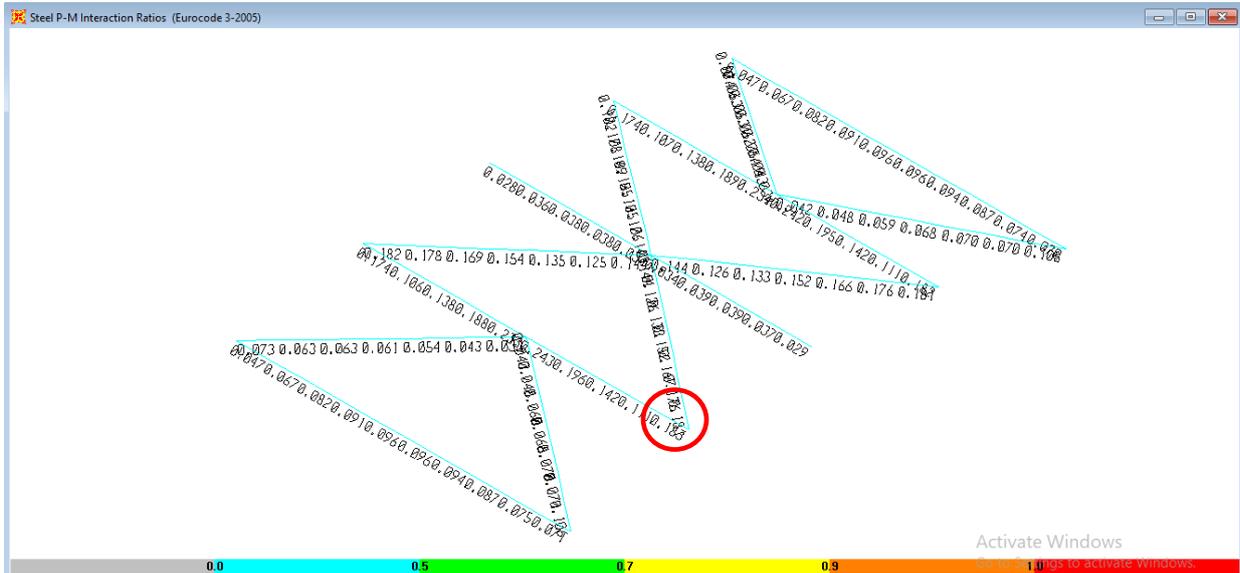


Figura 6.61. – Combinazioni SLU – Verifiche di resistenza a pressoflessione - Coefficienti di utilizzo – Controventi superiori

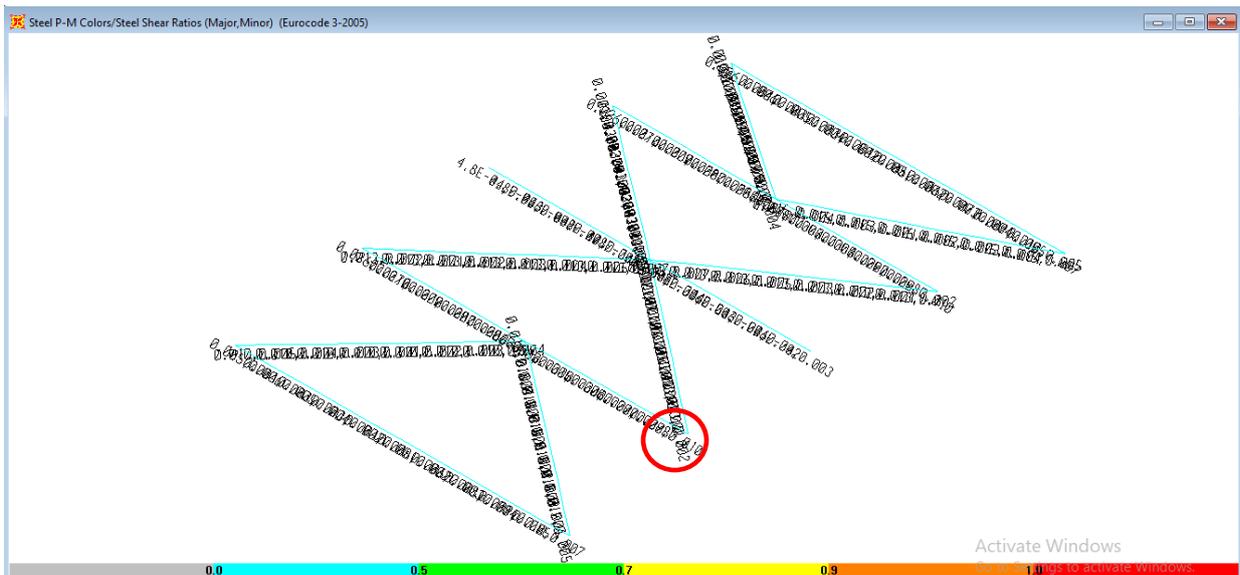


Figura 6.62. – Combinazioni SLU – Verifiche di resistenza a taglio - Coefficienti massimi di utilizzo nelle due direzioni – Controventi superiori

L'elemento maggiormente sollecitato è quello di innesto sull'arco, cui corrisponde un coefficiente di utilizzo pari a:

- c.u. = 0.183 per verifiche a pressoflessione;
- c.u. = 0.028 per verifiche a taglio lungo l'asse 22;
- c.u. = 0.010 per verifiche a taglio lungo l'asse 33.

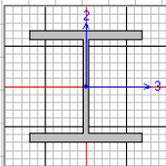
Di seguito il dettaglio delle verifiche di resistenza relative a questo elemento:

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo : SLU1
Units : KN, m, C

Units: KN, m, C



Frame : 48 Design Sect: TRS
X Mid : 19.473 Design Type: Beam
Y Mid : 2.174 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 8.249 Sect Class : Class 1
Length : 1.439 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 1.439 RLLF : 1.000

Area : 0.048 SMajor : 0.009 rMajor : 0.215 AUMajor: 0.010
IMajor : 0.002 SMinor : 0.003 rMinor : 0.131 AUMinor: 0.033
IMinor : 8.336E-04 ZMajor : 0.010 E : 210000000.00
Ixy : 0.000 ZMinor : 0.005 Fy : 355000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
1.439	954.439	-210.327	107.151	55.077	-62.702	0.917	

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2.1)	0.183	= 0.058	+ 0.062	+ 0.063	0.950	OK	

AXIAL FORCE DESIGN					
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	954.439	14229.910	16363.810	14229.910	15620.000

MOMENT DESIGN					
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major Moment	-210.327	3408.676	3408.676	3253.736	
Minor Moment	107.151	1704.676	1704.676		

SHEAR DESIGN					
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	55.077	1951.994	0.028	OK	0.000
Minor Shear	62.702	6506.646	0.010	OK	0.000

6.8.10 Pendini

Lo sforzo massimo di trazione agli SLU agente sui pendini è pari a:

$$N_{Ed} = 647.8 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione di progetto dei pendini M64 in acciaio Macalloy S460 è pari a:

$$N_{t,Rd} = 1149 \text{ kN} \quad (\text{vedi par. 4.4.2})$$

Il coefficiente di utilizzo è pari a:

$$c.u. = 647.8 / 1149 = 0.564 < 1.0$$

la verifica è pertanto soddisfatta.

6.9 Verifiche ad instabilità SLU

6.9.1 Criteri di verifica

La verifica ad instabilità laterale e flessotorsionale degli archi e degli elementi di contraventamento superiore, soggetti a compressione e flessione nei due piani, è stata eseguita con il metodo "generale" illustrato al punto 6.3.4 della norma EN1993-1-1 e al punto C4.2.4.1.3.3.3 della CNTC18.

La verifica complessiva nei confronti dell'instabilità al di fuori del piano per l'elemento considerato o per la struttura nel suo insieme, è soddisfatta se:

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1.0$$

Dove:

$\alpha_{ult,k}$ moltiplicatore dei carichi di progetto che induce in una sezione del sistema sollecitazioni pari alla sua resistenza caratteristica;

χ_{op} il fattore di riduzione della resistenza del sistema, assunto pari al minimo dei seguenti fattori di riduzione:

χ fattore di riduzione per instabilità a compressione calcolato in accordo al par. 6.3.1 della EN 1993-1-1;

χ_{LT} fattore di riduzione per instabilità latero-torsionale di elementi soggetti a flessione calcolato in accordo al par. 6.3.2 della EN 1993-1-1;

entrambi calcolati per il valore di snellezza adimensionale:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \geq 1.0$$

Dove:

$\alpha_{cr,op}$ il minore dei moltiplicatori dei carichi di progetto che produce nell'elemento strutturale o in uno degli elementi del sistema fenomeni di instabilità laterale o torsionale.

$\alpha_{ult,k}$ e $\alpha_{cr,op}$ sono stati determinati sulla base dei risultati delle analisi agli elementi finiti.

In particolare:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{\gamma_{M0}}{\eta}$$

Dove:

η è il valore massimo del coefficiente di utilizzo dell'arco fornito dalle verifiche di resistenza a pressoflessione precedentemente illustrate;

$\alpha_{cr,op}$ è il valore minimo del moltiplicatore dei carichi di progetto fornito dall'analisi di buckling della struttura.

6.9.2 Verifica instabilità archi

Come precedentemente illustrato, sono state condotte due analisi di buckling, il valore minore del moltiplicatore dei carichi è relativo al secondo caso di carico; di seguito la prima deformata restituita dall'analisi di buckling, che corrisponde ad instabilità degli archi fuori dal piano:

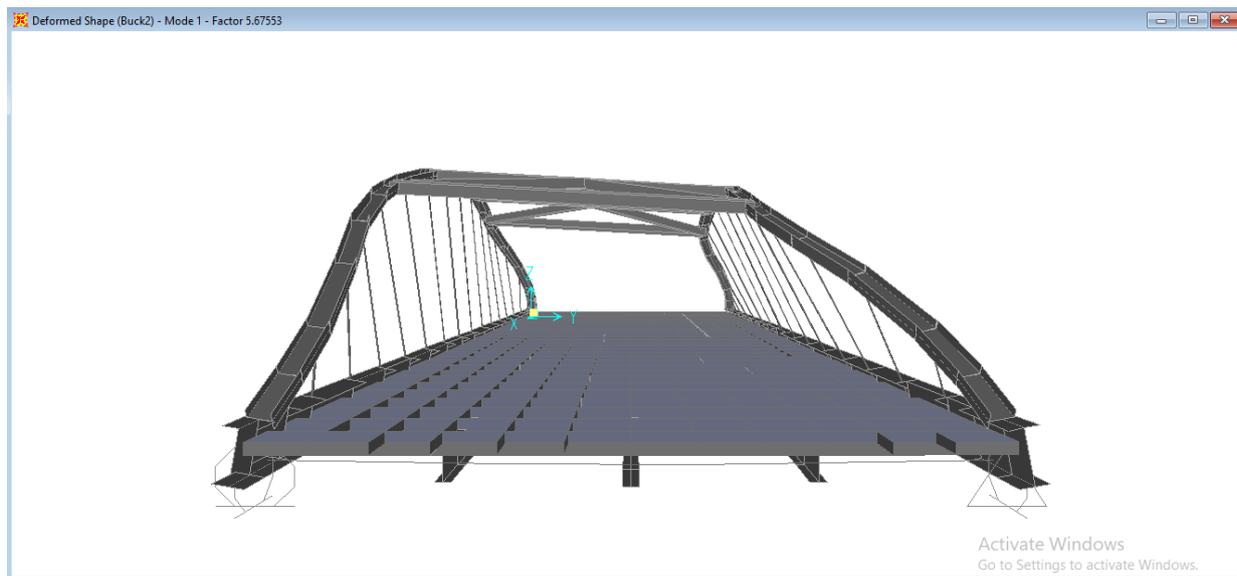


Figura 6.63. – Analisi di buckling – Caso di carico buck2 - Modo di buckling 1

Risulta:

$$\alpha_{cr,op} = 5.675$$

E pertanto, si ottiene:

Dati	Var	unità	archi
coefficiente di utilizzo max elemento	c.u.		0.629
coefficiente parziale per verifiche di resistenza	γ_{M0}		1.05
moltiplicatore dei carichi di progetto che induce nella sezione sollecitazioni pari alla resistenza caratteristica	$\alpha_{ult,k}$		1.669
moltiplicatore dei carichi di progetto che induce nella instabilità nell'elemento	$\alpha_{cr,op}$		5.675
snellezza adimensionale:	λ_{op}		0.54
fattore di riduzione per instabilità a compressione	Var	unità	
curva di instabilità (§Tab. 4.2.VIII)	Curv		c
fattore di imperfezione	α		0.49
Coefficiente Φ	Φ		0.731
Fattore di riduzione per instabilità a compressione	χ		0.819
fattore di riduzione per instabilità flessotorsionale	Var	unità	
curva di instabilità (§Tab. 4.2.IX.b)	Curv		c
fattore di imperfezione (§Tab. 4.2.IX.a)	α_{LT}		0.49
snellezza adimensionale $\lambda_{LT,0}$	$\lambda_{LT,0}$		0.40
coefficiente β	β		0.75
Coefficiente Φ	Φ_{LT}		0.645
Fattore di riduzione per instabilità laterotorsionale	χ_{LT}		0.920

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

Verifica complessiva di instabilità	Var	unità
coefficiente parziale per verifiche di instabilità	γ_{M1}	1.10
Fattore di riduzione di resistenza di progetto: $\min [\chi(\lambda_{op}); \chi_{LT}(\lambda_{op})]$	χ_{op}	0.819
coefficiente di sicurezza: $\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	$\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1.24

Come è possibile osservare, la verifica è soddisfatta.

Per la determinazione del fattore di imperfezione per verifiche di instabilità a compressione si è fatto riferimento alla curva c della Tab. 4.2.VIII delle NTC18, dato che l'instabilità è relativa ad un elemento con sezione ad I composta per saldatura, e che avviene lungo l'asse forte (y-y).

Per la determinazione del fattore di imperfezione per instabilità latero-flessionale si è fatto riferimento alla curva c della Tab. 4.2.VIII, dato che l'instabilità è relativa ad un elemento con sezione ad I composta per saldatura, con $h/b \leq 2$.

6.9.3 Verifica instabilità controventi superiori

Di seguito la prima deformata restituita dall'analisi di buckling, che corrisponde ad instabilità dei controventi fuori dal piano:

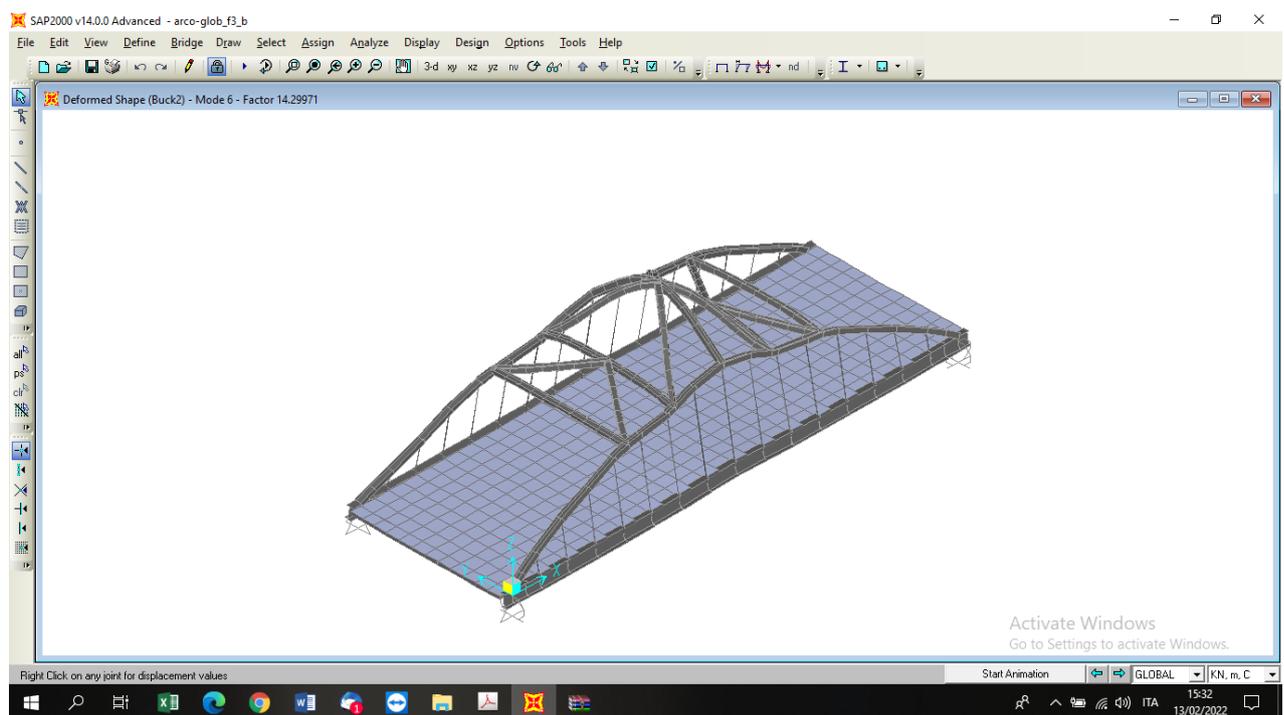


Figura 6.64. – Analisi di buckling – Caso di carico buck2 – Modo di buckling 6

Risulta:

$$\alpha_{cr,op} = 14.3$$

E pertanto, si ottiene:

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

Dati	Var	unità	contr.sup.
coefficiente di utilizzo max elemento	C.u.		0.183
coefficiente parziale per verifiche di resistenza	γ_{M0}		1.05
moltiplicatore dei carichi di progetto che induce nella sezione sollecitazioni pari alla resistenza caratteristica	$\alpha_{ult,k}$		5.738
moltiplicatore dei carichi di progetto che induce nella instabilità nell'elemento	$\alpha_{cr,op}$		14.3
snellezza adimensionale:	λ_{op}		0.63
fattore di riduzione per instabilità a compressione			
curva di instabilità (§Tab. 4.2.VIII)	Curv		d
fattore di imperfezione	α		0.76
Coefficiente Φ	Φ		0.865
Fattore di riduzione per instabilità a compressione	χ		0.687
fattore di riduzione per instabilità flessotorsionale			
curva di instabilità (§Tab. 4.2.IX.b)	Curv		c
fattore di imperfezione (§Tab. 4.2.IX.a)	α_{LT}		0.49
snellezza adimensionale $\lambda_{LT,0}$	$\lambda_{LT,0}$		0.40
coefficiente β	β		0.75
Coefficiente Φ	Φ_{LT}		0.708
Fattore di riduzione per instabilità laterotorsionale	χ_{LT}		0.866
Verifica complessiva di instabilità			
coefficiente parziale per verifiche di instabilità	γ_{M1}		1.10
Fattore di riduzione di resistenza di progetto: $\min [\chi(\lambda_{op}); \chi_{LT}(\lambda_{op})]$	χ_{op}		0.687
coefficiente di sicurezza: $\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	$\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$		3.59

Come è possibile osservare, la verifica è soddisfatta.

Per la determinazione del fattore di imperfezione per verifiche di instabilità a compressione si è fatto riferimento alla curva d della Tab. 4.2.VIII delle NTC18, dato che l'instabilità è relativa ad un elemento con sezione ad I composta per saldatura, e che avviene lungo l'asse debole (z-z).

Per la determinazione del fattore di imperfezione per instabilità latero-flessionale si è fatto riferimento alla curva c della Tab. 4.2.VIII, dato che l'instabilità è relativa ad un elemento con sezione ad I composta per saldatura, con $h/b \leq 2$.

6.9.4 Verifica SLE di deformatibilità delle strutture di impalcato

E' stato verificato che la somma delle deflessioni delle strutture di impalcato, dovute ai carichi permanenti fosse inferiore di 1/150 della luce del ponte, pari a 50 m.

Inoltre, è stato effettuato un controllo delle deflessioni generate in fase di esercizio dai carichi mobili, verificando che queste risultino sempre non maggiori di $1/500$ della luce dell'impalcato.

Pertanto, deve essere:

- $\delta z_{g1+g2} \leq 1/150 \times 50.0 = 0.333 \text{ m}$;
- $\delta z_{Q1} \leq 1/500 \times 50.0 = 0.100 \text{ m}$.

La figura seguente illustra l'andamento degli spostamenti massimi generati dai carichi permanenti:

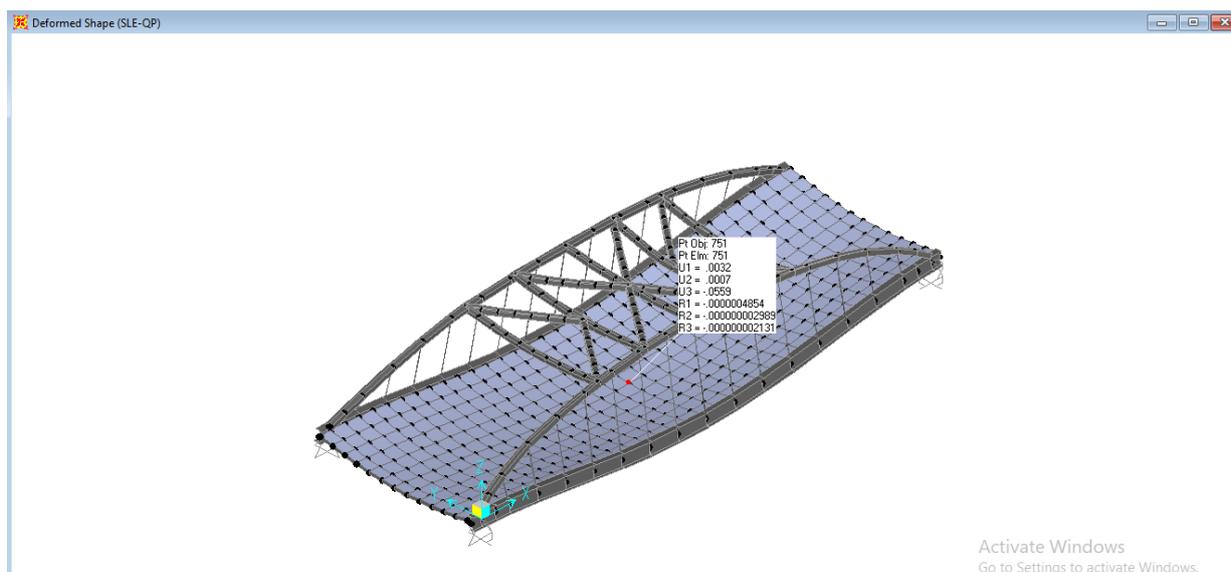


Figura 6.65. Deformazioni impalcato per effetto dei carichi permanenti

Come è possibile osservare, lo spostamento verticale massimo in mezzzeria dell'impalcato, che tiene conto della deformabilità delle strutture principali e secondarie, è pari a:

- $\delta z_{g1+g2} = 0.056 \text{ m} \ll 0.333 \text{ m}$

Questo valore è approssimato per difetto perchè, per quanto illustrato in premessa, il modello di analisi in esame sovrastima la rigidità delle strutture in sezione mista.

La figura seguente illustra l'andamento degli spostamenti massimi generati dai carichi variabili da traffico:

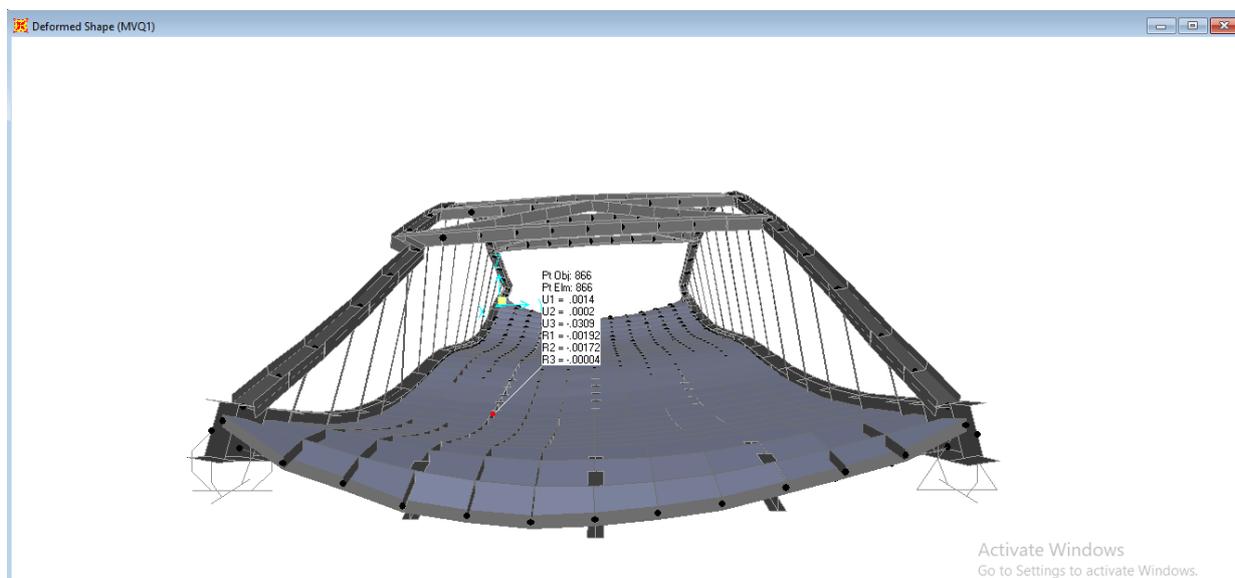


Figura 6.66. Deformazioni impalcato per effetto dei carichi permanenti

Come è possibile osservare, lo spostamento verticale massimo in mezzeria dell'impalcato, che tiene conto della deformabilità delle strutture principali e secondarie, è pari a:

$$- \delta z_{Q1} = 0.031 \text{ m} \ll 0.100 \text{ m}$$

Le deflessioni delle travi-catena, dei trasversi e delle travi longitudinali dovranno essere recuperate mediante opportune controfreccie di montaggio.

La contro freccia teorica f_{Cf} è stabilita pari a:

$$f_{Cf} = f_{G1} + f_{G2} + f_{rit} + 25\% f_{Cmob}$$

essendo:

f_{G1} : la deflessione dovuta ai pesi propri;

f_{G2} : la deflessione dovuta ai permanenti portati;

f_{rit} : la deflessione dovuta al ritiro iperstatico;

f_{Cmob} : la deflessione dovuta ai carichi mobili.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

7 ANALISI E VERIFICHE LOCALI

7.1 Trasverso di campata

7.1.1 Criteri di calcolo

7.1.1.1 Definizione del modello di calcolo

Per le analisi locali si è modellato il singolo trasverso di campata su cui poggia la soletta di impalcato tessuta in direzione longitudinale. Lo [schema statico di trave appoggiata](#) cui ci si riferisce ha luce pari all'interasse tra le due travi-catena.

L'analisi strutturale è condotta [su un singolo trasverso](#), sottoposto al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti ed ai carichi mobili disposti in modo da massimizzare le azioni sull'elemento.

Il trasverso è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche e della fessurazione della soletta.

7.1.1.2 Caratteristiche geometrico-inerziali in fase di analisi

L'analisi è stata condotta per fasi distinte per tenere conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'evoluzione delle caratteristiche geometrico-inerziali della struttura nel tempo. In particolare, sono stati analizzati i seguenti modelli:

1. *Modello 1*: In cui le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni sono ottenute considerando la sola struttura metallica. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti ai pesi propri. Il peso proprio è quello complessivo relativo alla carpenteria metallica, al peso delle predalles ed al peso del getto di completamento della soletta in c.a. relativi ad una larghezza pari all'interasse tra i trasversi in direzione longitudinale;
2. *Modello 2*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalla trave metallica e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_{inf}$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di lunga durata: i carichi permanenti.
3. *Modello 3*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalla trave metallica e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_0$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di breve durata o impulsive: Azioni variabili da traffico.

7.1.1.3 Larghezze collaboranti in fase di analisi e di verifica

Le larghezze collaboranti della soletta da considerare in fase di verifica delle sezioni composte sono state determinate come precisato nel par. §4.3.2.3 delle NTC2018.

La larghezza efficace b_{eff} della soletta è stata determinata con l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

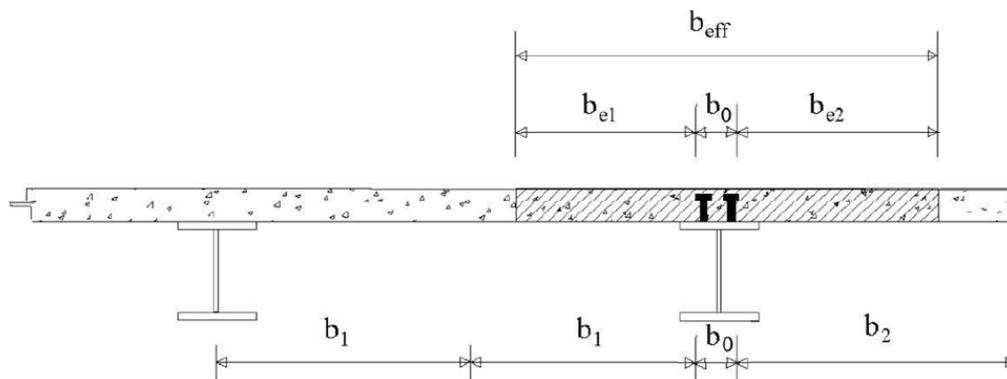


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

dove:

b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori;

b_{ei} è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta pari al minimo tra b_i e $L_e/8$;

L_e nelle travi poggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella fig. 4.3.2. delle NTC2018:

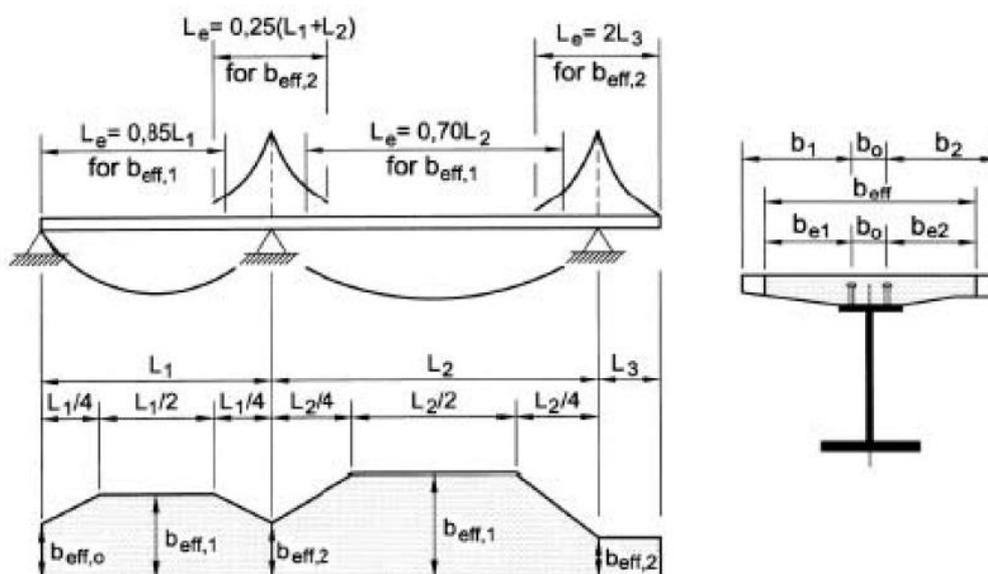


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.25 L_e/b_{ei}) \leq 1.0$$

In fase di analisi è stata considerata una larghezza efficace costante sull'intera lunghezza di ogni campata e pari al valore ottenuto in mezzeria (b_{eff1}) così come esposto in precedenza.

7.1.2 Geometria del modello di analisi

L'analisi statica della trave continua è stata condotta con l'ausilio del noto programma agli elementi finiti SAP2000®.

La figura seguente illustra la geometria del modello di calcolo:

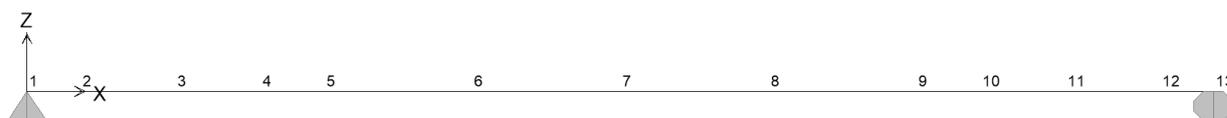


Figura 7.1. Geometria del modello di calcolo

7.1.3 Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi

In allegato si riepilogano le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni che compongono le sezioni d'impalcato considerate in fase di analisi.

I simboli corrispondono allo schema seguente:

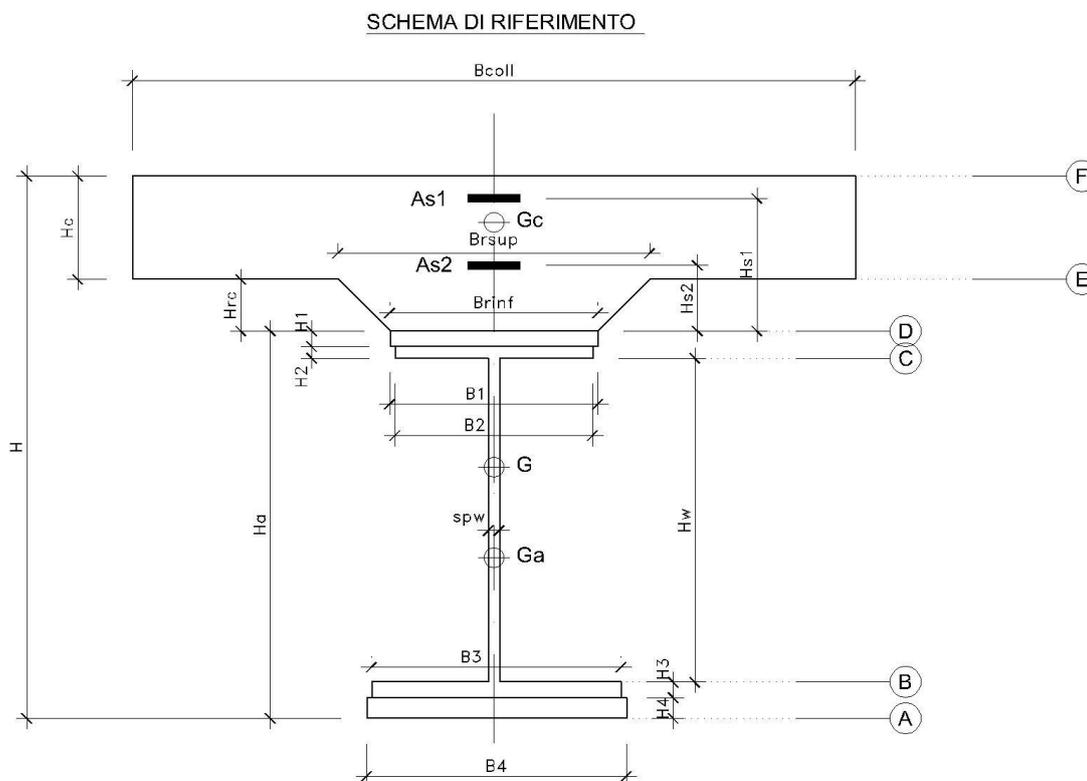


Figura 7.2. Schema di riferimento per la valutazione delle caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni delle travi d'impalcato

7.1.4 Applicazione dei carichi al modello

7.1.4.1 Peso proprio della struttura (Load G1) – fase 1

Nell'ambito dell'analisi della trave, il peso proprio della carpenteria metallica è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato, a partire dalle aree degli elementi che rappresentano il tarsverso, considerando un coefficiente maggiorativo pari a 1.10 che tiene conto dell'incidenza delle unioni bullonate.

Il peso proprio trasmesso dalla soletta è:

- Soletta in c.a.: $3.125 \times 0.28 \times 25.0 = 21.88$ kN/ml

7.1.4.2 Carichi permanenti portati (Load G2) – fase 2

I permanenti portati agenti sulla sezione di impalcato sono quelli illustrati al par. 5.2.1.

Si considera una larghezza della soletta gravante pari all'interasse tra i due traversi 3.125 m:

- Cordoli in c.a.: $3.125 \times 0.21 \times 25.0 = 16.41$ kN/ml
- Pavimentazione: $3.0 \times 3.125 = 9.39$ kN/ml
- Guard-rail: $3.125 \times 1.50 = 4.69$ kN
- Parapetti laterali: $3.125 \times 0.50 = 1.56$ kN
- Tubazione di raccolta acque di piattaforma: $3.125 \times 1.50 = 4.69$ kN

7.1.4.3 Ritiro (LOAD RIT) - fase 2

Gli effetti isostatici del ritiro sui trasversi vengono valutati direttamente in fase di verifica sezionale attraverso le seguenti sollecitazioni agenti sulla sezione composta:

$$N_r = - \varepsilon_{cs} \times A_c \times E_a / n_r$$

$$M_r = N_r \times z$$

Essendo:

- ε_{cs} la deformazione totale finale per ritiro;
- A_c l'area del calcestruzzo soggetta a ritiro;
- E_a modulo elastico dell'acciaio;
- n_r coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni del ritiro.
- z distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di lungo termine dovute al ritiro.

In aggiunta, sulla soletta si considera agente un'azione di trazione di entità pari a N_r .

7.1.4.4 Carichi mobili verticali – fase 3

I carichi mobili presi in considerazione sono quelli descritti al paragrafo 5.2.6.

Le azioni direttamente agenti sul trasverso sono state determinate analizzando lo schema di trave semplicemente appoggiata, costituita dalla soletta in direzione longitudinale comprensiva di sbalzo di testata.

Le azioni trasmesse dai carichi mobili al trasverso sono fornite dalle seguenti espressioni:

- Carichi concentrati dello schema di carico 1:

$$R_{t,Q} = \frac{[(l) \cdot 2 - 1.20]}{l} \cdot Q = \frac{[(3.125) \cdot 2 - 1.20]}{3.125} \cdot Q = 1.616Q$$

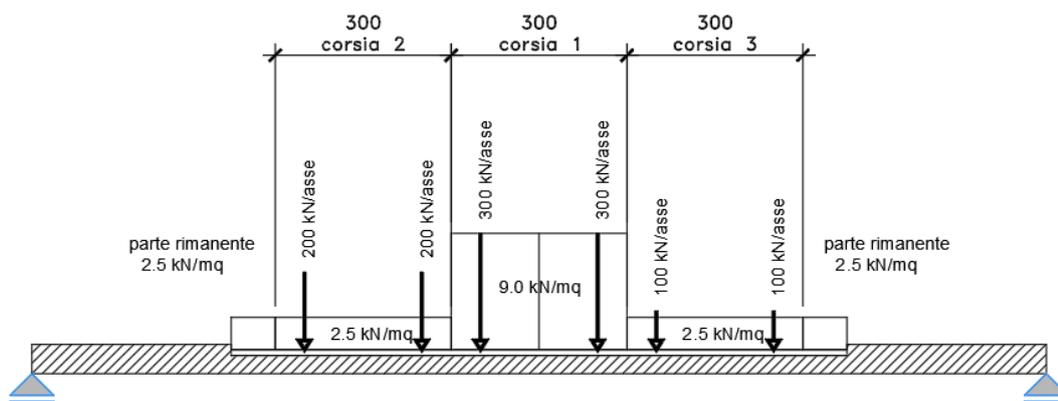
- Carichi distribuiti dello schema di carico 1:

$$R_{t,q} = l \cdot q = 3.125 \cdot q$$

Le disposizioni trasversali dei carichi mobili che massimizzano il momento flettente in mezzeria ed il taglio alle estremità sono illustrate nella figura seguente:

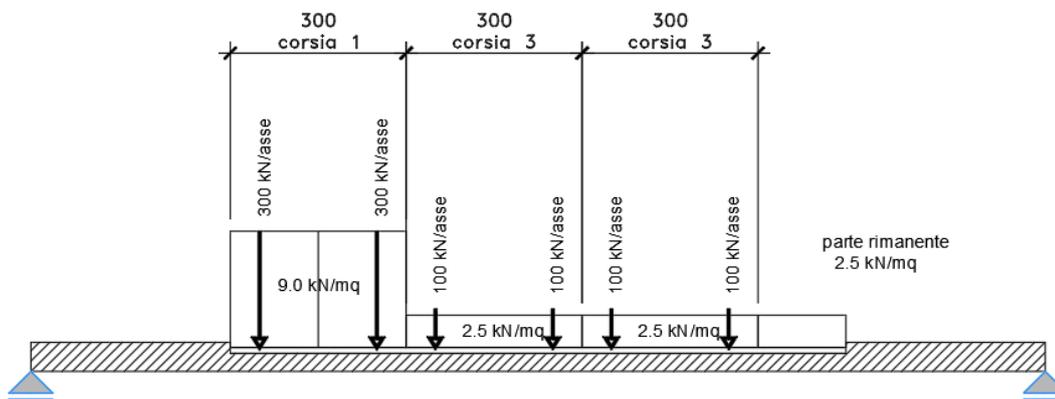
Configurazione di carico A

- Condizione Q1CA: Carichi concentrati
- Condizione Q1DA: Carichi distribuiti



Configurazione di carico B

- Condizione Q1CB: Carichi concentrati
- Condizione Q1DB: Carichi distribuiti



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

Figura 7.3. Disposizione trasversale carichi mobili per analisi trasverso

7.1.4.5 Variazioni termiche (LOAD DT+, DT-) - fase 3

Si considera una variazione termica tra soletta e trasverso pari a $\Delta T = \pm 10^\circ$.

Gli effetti isostatici dovuti alle variazioni termiche differenziali sui trasversi vengono valutati direttamente in fase di verifica sezionale attraverso le seguenti sollecitazioni agenti sulla sezione composta:

Variazioni termiche positive:

$$N_{\Delta T+} = \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M_{\Delta T+} = - N_{\Delta T+} \times z$$

Variazioni termiche negative:

$$N_{\Delta T-} = - \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M_{\Delta T-} = N_{\Delta T+} \times z$$

Essendo:

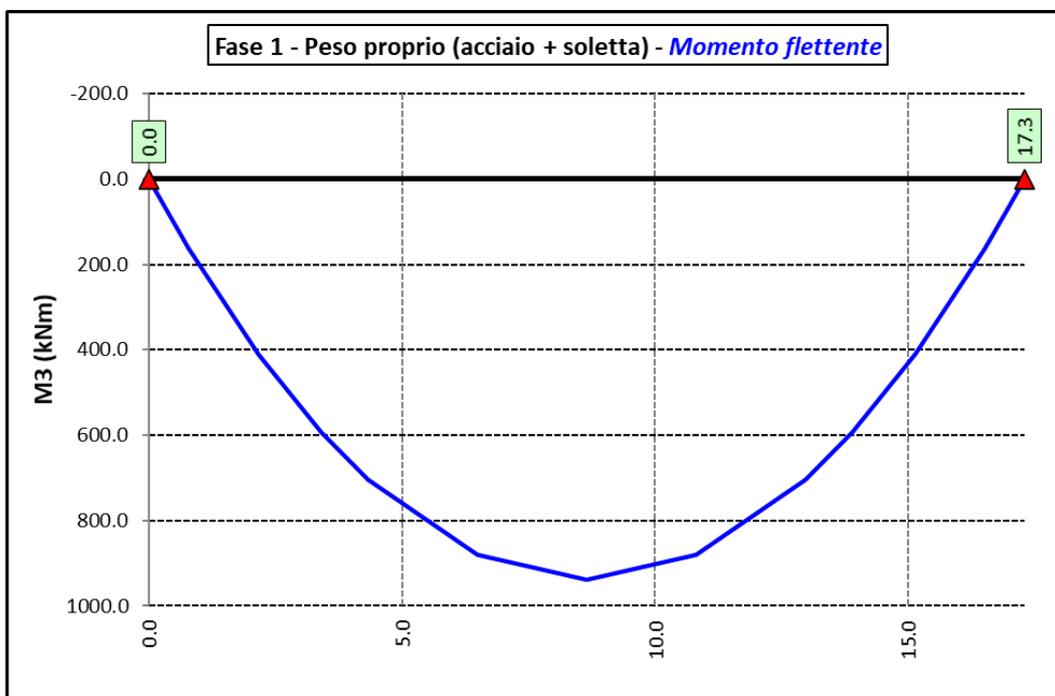
- α il coefficiente di dilatazione termica;
- A_c l'area della soletta gettata in opera;
- E_a modulo elastico dell'acciaio;
- n_0 coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni di breve termine.
- z distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di breve termine.

In aggiunta, sulla soletta si considerano agenti un'azioni di compressione / trazione di entità pari a $N_{\Delta T}$.

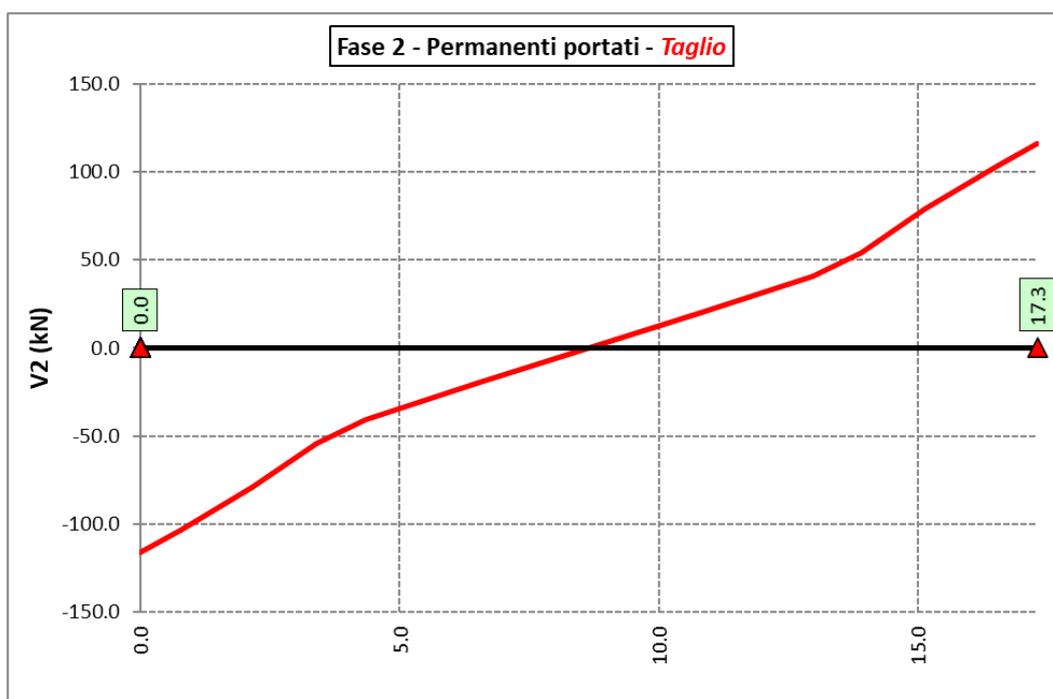
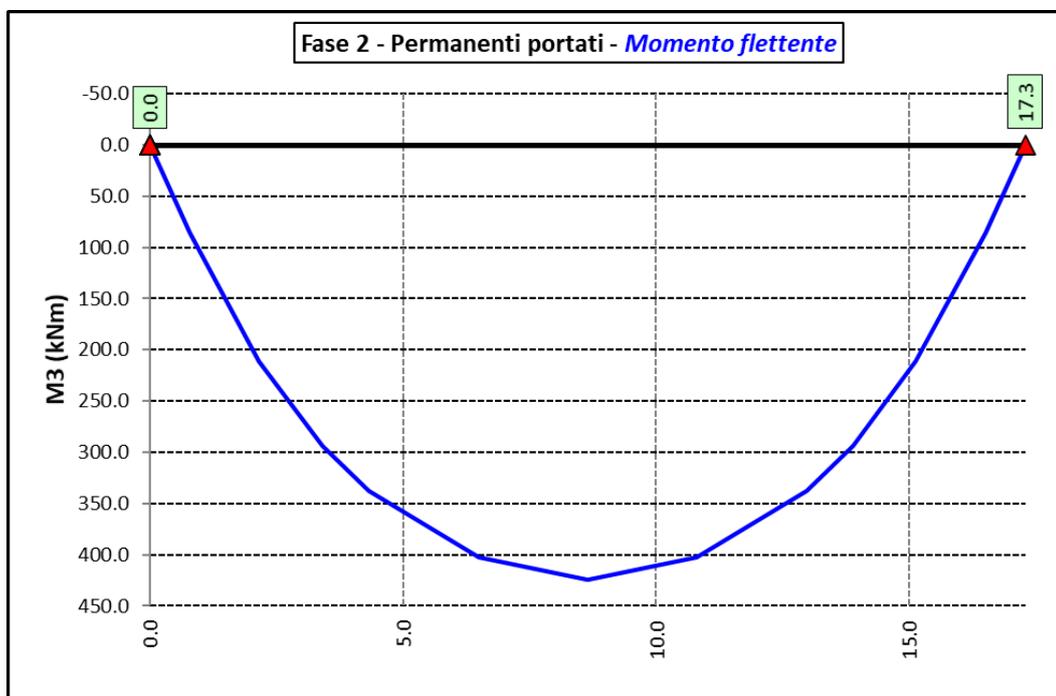
7.1.5 Sollecitazioni di progetto

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni agenti sul trasverso, in termini di Momento flettente M3 e sforzo di taglio V2 per ciascuna condizione di carico esaminata.

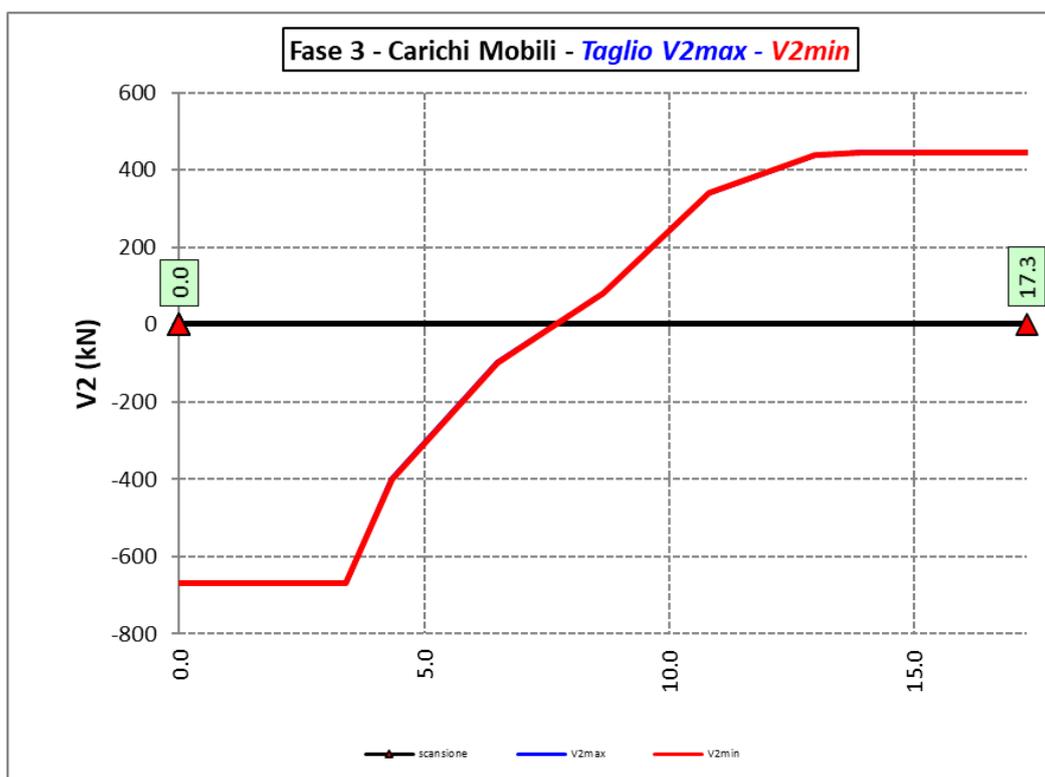
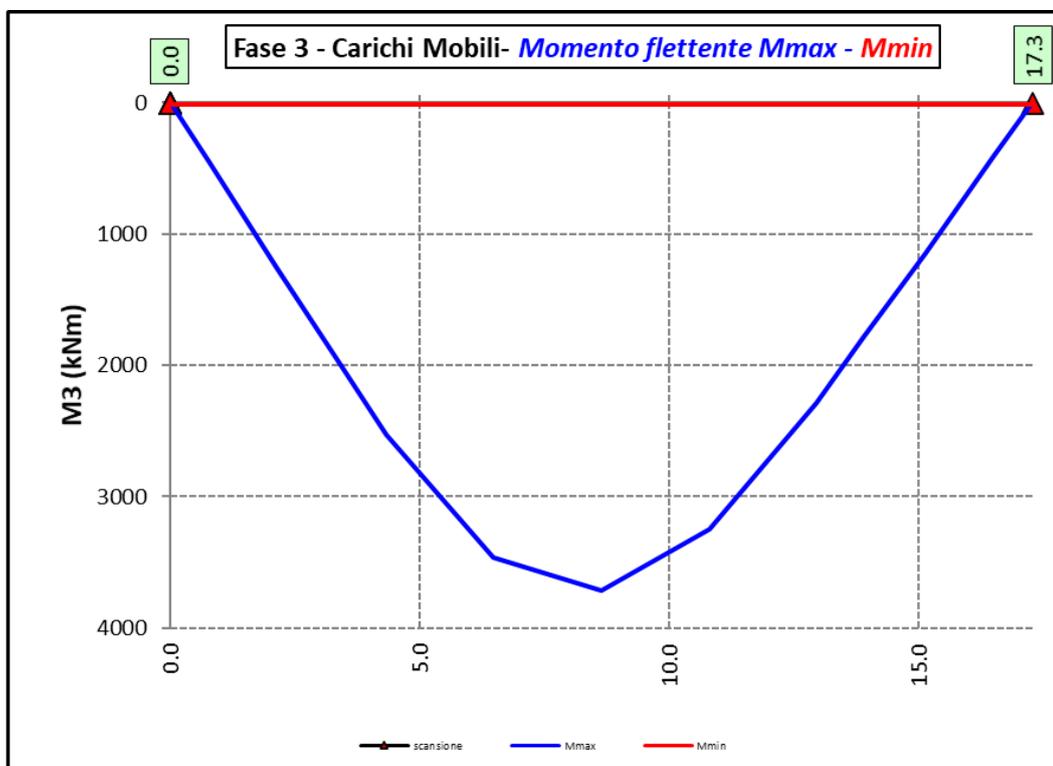
7.1.5.1 Peso proprio (acciaio + soletta) – Modello 1



7.1.5.2 Permanenti portati – Modello 2



7.1.5.3 Azioni variabili da traffico (Inviluppi)- Modello 3



Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

In allegato si riporta il riepilogo delle caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU.

7.1.6 Verifiche di resistenza SLU

7.1.6.1 Classificazione delle sezioni resistenti

Il sistema di classificazione utilizzato per le travi in acciaio vale anche per le sezioni composte. La classe di una sezione composta è la più alta classe tra quella degli elementi in acciaio compressi che la compongono.

Si rimanda a quanto illustrato al paragrafo 6.8.1.

7.1.6.2 Resistenza alla flessione

Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di:

- conservazione delle sezioni piane (connessione rigida)
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile.

Per le sezioni di classe 1 e 2 le verifiche a pressoflessione agli SLU sono state condotte controllando che il momento di progetto M_{Ed} sia minore del momento resistente plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto $M_{NR,d}$, ovvero in termini adimensionali verificando che:

$$\eta_{1,plast} = \frac{M_{Ed}}{M_{NR,d}} \leq 1,0$$

Per le sezioni di classe 3 e 4 la verifica a pressoflessione è condotta in campo elastico verificando che le tensioni normali nelle fibre estreme della sezione risultino non superiori alle resistenze tensionali di progetto. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5. Anche in questo caso i risultati delle verifiche sono presentati in forma adimensionale, controllando che risulti:

$$\eta_{1,elast} \leq 1,0$$

7.1.6.3 Resistenza al taglio

La resistenza di progetto a taglio è definita considerando il solo contributo fornito dall'anima $V_{bw,Rd}$, e trascurando a favore di sicurezza il contributo fornito dalle flange $V_{bf,Rd}$ di entità estremamente ridotta:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yk} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Tenuto conto del rapporto h_w/t_w che caratterizza le travi di ponte, si ricade nella seguente fattispecie, relativa ad anime dotate di irrigidimenti verticali:

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Pertanto, la resistenza al taglio dell'anima deve essere valutata in termini di resistenza all'instabilità:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} h_w \cdot t_w$$

dove:

$\eta = 1,20$ per gradi di acciaio inferiori a S460;

h_w e t_w sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;

γ_{M1} è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1.10;

χ_w è un fattore di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio fornito dalla seguente tabella in funzione del parametro di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_w$:

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Tabella 7.1 – Fattore χ_w di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

Dove:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h_w^2}$$

Per anime dotate di irrigidimenti trasversali e senza irrigidimenti longitudinali, il fattore di k_τ è fornito dalle seguenti espressioni in funzione del rapporto tra l'interasse degli irrigidimenti trasversali a e l'altezza dell'anima h_w :

per $a/h_w \geq 1$:

$$k_\tau = 5.34 + 4.0 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

per $a/h_w < 1$:

$$k_\tau = 4.0 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

7.1.6.4 Interazione taglio-momento flettente

Per valori di $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0.50$ non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali.

Per valori di $\bar{\eta}_3 > 0.50$ superiori:

- per sezioni di classe 1 e 2 la tensione di snervamento dell'anima, considerata nel calcolo del momento resistente plastico della sezione, viene ridotta in accordo alla norma EN 1994-2;
- Per sezioni di classe 3 e 4 si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui:

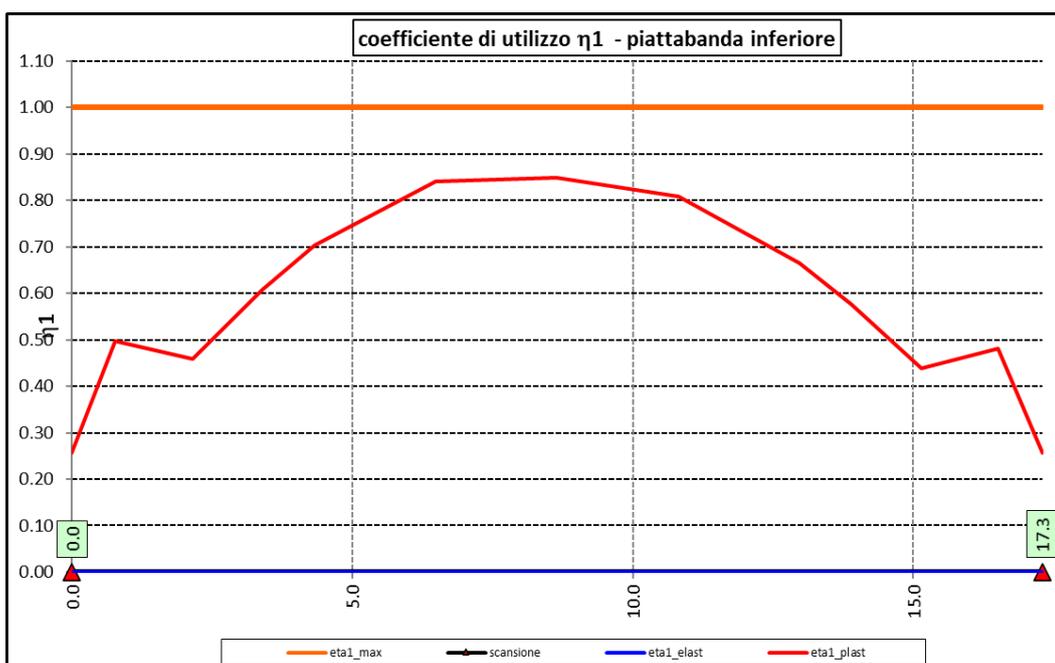
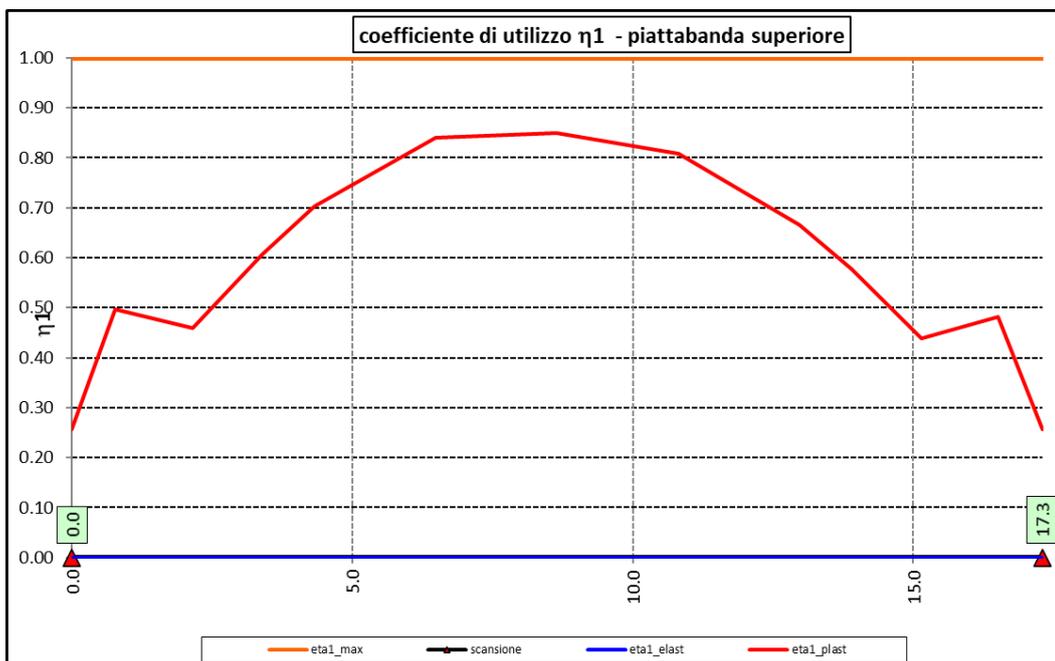
$M_{f,Rd}$ è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;

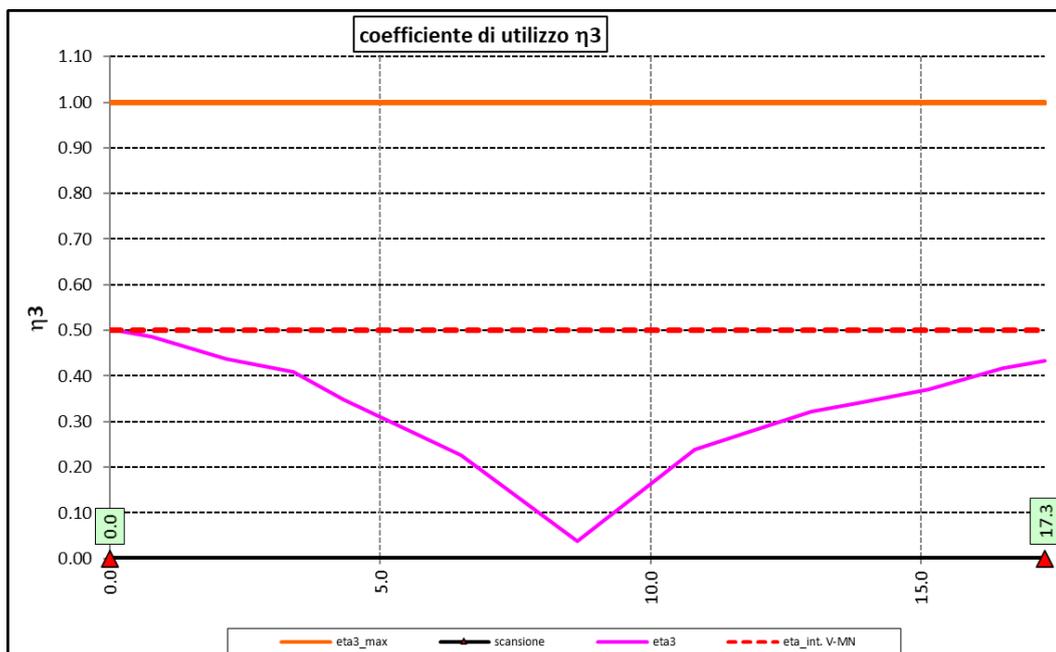
$M_{Pl,Rd}$ è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

7.1.6.5 Risultati verifiche trasverso agli SLU per pressoflessione, taglio e interazione taglio-momento

Si riportano nel seguito le rappresentazioni grafiche delle verifiche per l'involuppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate, che come è possibile evincere sono tutte soddisfatte.





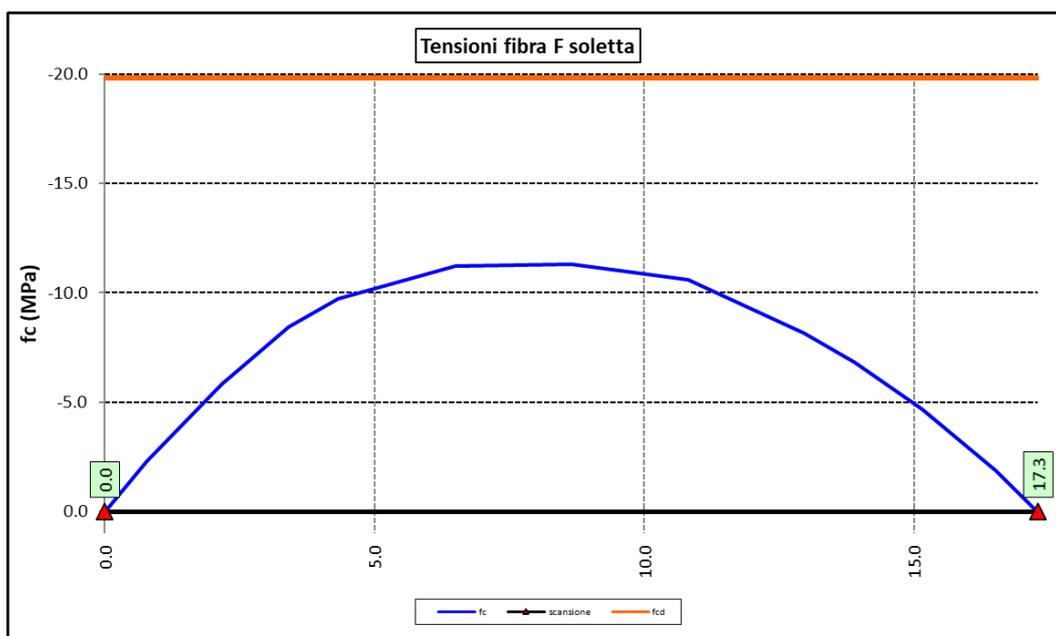
Per quanto attiene la soletta (fibra F) è stato verificato che:

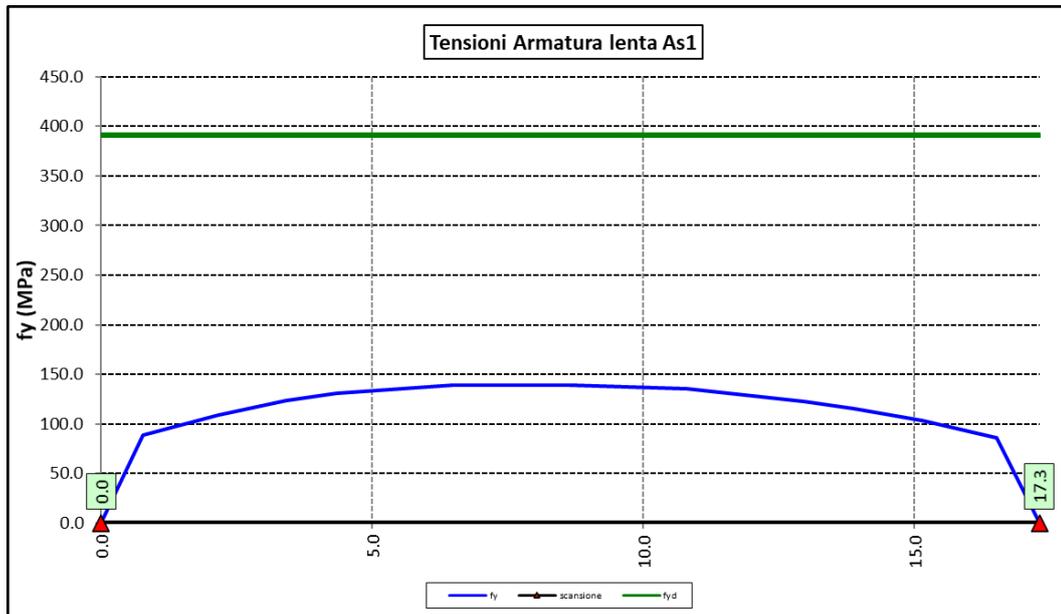
$$f_{Ed} \leq f_{ck} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Per le armature longitudinali della soletta (fibra As1) è stato verificato che:

$$f_{Ed} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$$

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica. Per ciascuna fibra si riportano i valori delle tensioni di calcolo di progetto ed i valori delle resistenze di progetto.





Come è possibile evincere le verifiche sono sempre soddisfatte.

7.1.7 Verifiche SLE "a respiro" delle anime

La verifica è condotta con riferimento alla norma prEN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

$\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per la combinazione di carico frequente;

k_{σ} e k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [\text{MPa}];$$

b è l'altezza del pannello d'anima.

Nel caso in esame la verifica può essere trascurata essendo sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$$

7.1.8 Verifiche agli SLE-RARA dei traversi

Le verifiche agli SLE sono effettuate per la combinazione caratteristica (rara), controllando siano soddisfatte le seguenti relazioni:

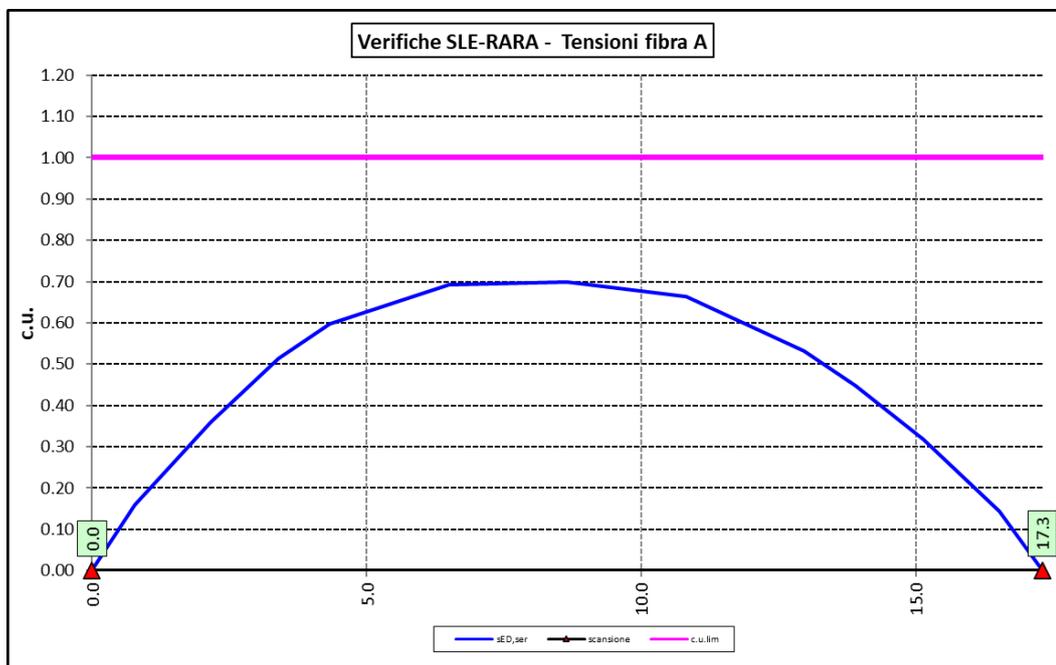
$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

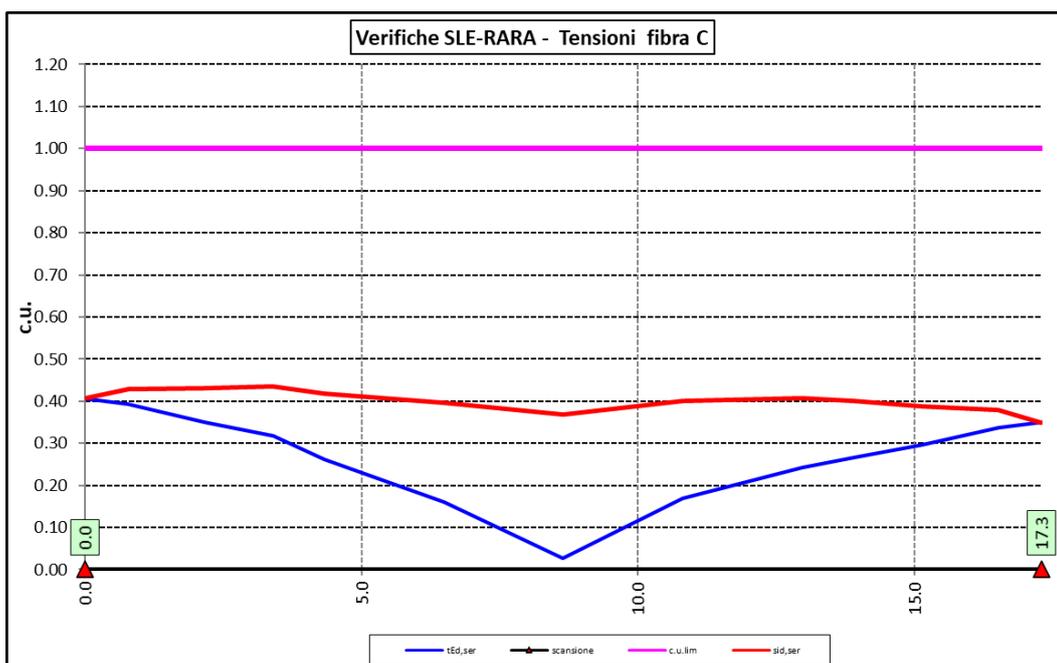
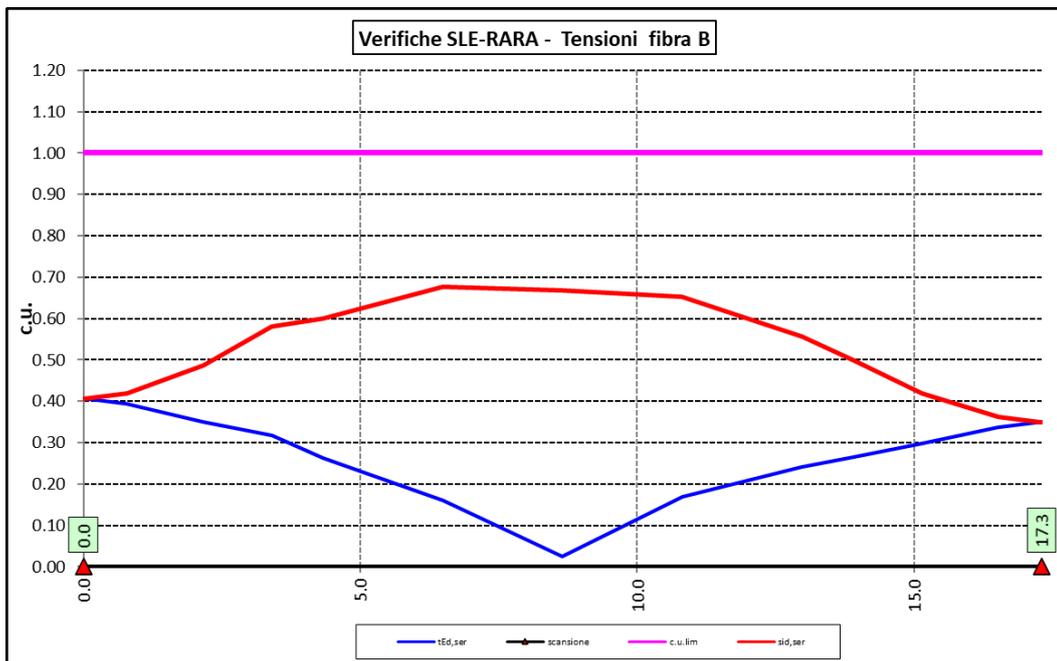
$$\frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})} \leq 1$$

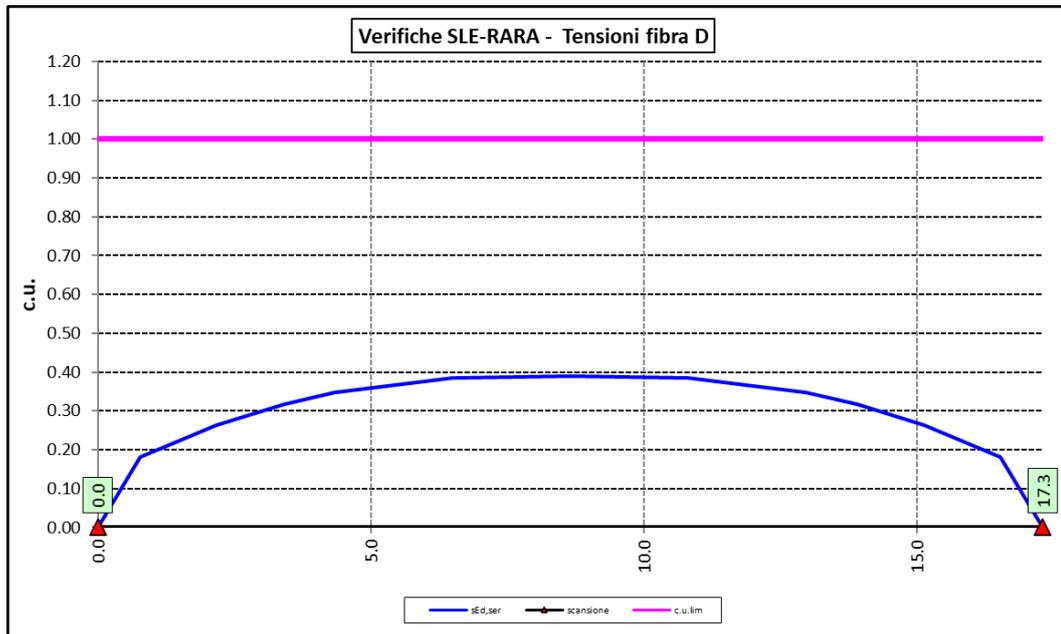
$$\frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

Il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,ser}$ è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

Le tensioni sono state valutate nelle fibre esterne delle piattabande e dell'anima. Di seguito si presentano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica:







7.1.9 Verifiche SLE a fessurazione soletta nelle zone soggette a momento negativo

Non presentate dato che la soletta risulta sostanzialmente sempre compressa nel caso in esame.

7.1.10 Verifiche SLU delle saldature longitudinali

I cordoni d'angolo delle saldature flangia superiore – anima (fibra C) ed anima – flangia inferiore (fibra B) sono stati verificati agli SLU ed allo stato limite di fatica.

Per quanto attiene le verifiche di resistenza SLU, devono essere rispettate simultaneamente le seguenti condizioni (par. 4.2.8.4):

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Con β_1 e β_2 forniti dalla seguente tabella in funzione del grado di acciaio:

Tabella 4.2.XIV Valori dei coefficienti β_1 e β_2

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

Essendo:

$\tau_{//}$

la tensione tangenziale agente nella sezione di gola parallela all'asse del cordole di saldatura.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

n_{\perp} la tensione normale agente nella sezione di gola perpendicolare all'asse del cordone di saldatura;

Nel calcolo della n_{\perp} per il cordone a livello della flangia superiore si tiene conto del peso della soletta, del carico permanente e dell'azione di una ruota dell'asse di carico tandem di schema 1 (Q=150 kN - lunghezza dell'impronta 40 cm), diffusa a 45° nello spessore della pavimentazione e della soletta.

Per quanto riguarda la verifica a fatica, è stata condotta una verifica a **vita illimitata** secondo il criterio della **vita utile a fatica**, ipotizzando **conseguenze significative** della rottura; ciò conduce ad un coefficiente parziale di sicurezza pari a $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Il valore del delta di tensione tangenziale resistente è definito, tramite l'applicazione del coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} , a partire dal delta di tensione resistente per 2×10^6 cicli (classe del dettaglio $\Delta\tau_C = 80$ MPa), secondo la seguente relazione:

$$\Delta\tau_R = \frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot \Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot 80}{1,35} = 27 \text{ MPa}$$

In allegato si riportano gli esiti delle verifiche effettuate.

La dimensione dei cordoni d'angolo delle saldature è riportata nelle tabelle allegate e negli elaborati grafici.

7.1.11 Verifiche delle connessioni a pioli

Si adottano pioli tipo Nelson di altezza 220 mm e diametro 22 mm.

La resistenza di calcolo a taglio SLU del singolo connettore, valutata secondo le espressioni di cui al punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 è:

Resistenza dei connettori	Var	unità	
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	ft	Mpa	450
coefficiente di resistenza parziale	γ_v		1.25
Diametro del piolo	d	mm	22
altezza del piolo	hsc	mm	220
resistenza a compressione cilindrica cls soletta	fck	Mpa	35
Modulo elastico cls soletta	Ec	Mpa	34077
coefficiente alpha	α		1.0
Resistenza del piolo (componente acciaio)	$P_{RD,a}$	kN	109.5
Resistenza del piolo (componente cls)	$P_{RD,c}$	kN	122.6
Resistenza del piolo SLU (min ($P_{RD,a}; P_{RD,c}$))	$P_{RD,SLU}$	kN	109.5

Agli SLE si considera la seguente resistenza dei connettori:

Coefficiente Ks	Ks		0.75
Resistenza del piolo SLE (ks x Prd)	$P_{RD,SLE}$	kN	82.1

Le verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo di fatica sono effettuate "a danneggiamento" controllando che sia:

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta compressa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

Con:

- $\Delta\tau_{E,2}$ delta di tensione equivalente sul piolo;
- $\Delta\tau_C$ valore di riferimento della resistenza a fatica del piolo pari a 90 MPa;
- γ_{Ff} fattore di sicurezza parziale sui carichi pari ad 1.0;
- $\gamma_{Mf,s}$ fattore di sicurezza parziale sul materiale costituente il piolo posto pari a 1.15.

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta tesa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad \text{controllo sull'interazione fra } \Delta\tau \text{ e } \Delta\sigma$$

Con:

- $\Delta\sigma_{E,2}$ intervallo di tensioni agenti sulla piattabanda superiore;
- $\Delta\sigma_C$ valore di riferimento della resistenza a fatica della piattabanda superiore pari a 80 MPa.

Il delta di tensione equivalente sul piolo è pari a:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau$$

con λ_v è il fattore di danneggiamento equivalente per la connessione a pioli e $\Delta\tau$ intervallo di tensioni tangenziali prodotte dal carico da fatica.

Pertanto si ha:

Dati per verifiche a fatica - Danneggiamento equivalente	Var		unità
Classe di resistenza a fatica per pioli (scorrimento)	$\Delta\tau_C$	Mpa	90.0
Classe di resistenza a fatica della piat. Sup. per effetto saldatura pioli	$\Delta\sigma_C$	Mpa	80.0
Coefficiente parziale amplificativo dei carichi	γ_{Ff}		1.00
Coefficiente di resistenza parziale (verifica al danneggiamento)	γ_{Mf}		1.15
Resistenza di calcolo a fatica pioli Dtr_rid	$\Delta\tau_C / (\gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff})$	Mpa	78.3
Resistenza di calcolo a piattabanda superiore Dse_rid	$\Delta\sigma_C / (\gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff})$	Mpa	69.6

Il calcolo dei fattori lambda e lambda v fornisce i seguenti risultati:

Fattori lambda - Danneggiamento equivalente	Var	unità	
tipo di traffico:	percorrenza		lunga
Vita di progetto del ponte	t_{ld}	anni	100
Peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta	Q_{m1}	kN	445
numero di veicoli di massa superiore a 10 ton transitanti sulla	Nobs		5.0E+05
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda 2	λ_2		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_3		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_4		1.00
fattore lambda v 1	λ_{v1}		1.55
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda v 2	λ_{v2}		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_{v3}		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_{v4}		1.00
fattore lambda v	λ_v		1.437

Infine, si è tenuto conto delle azioni concentrate alle estremità dovute a ritiro e variazioni termiche.

I connettori sono stati disposti ad interasse costante pari a 200 mm lungo l'asse delle traversi.

I risultati delle verifiche svolte sono riportati in allegato.

7.2 Verifica della Soletta in c.a.

Si prevede che il getto della soletta avvenga su predalle di altezza pari a 6 cm tessute in direzione longitudinale all'asse dell'impalcato ed appoggiate sulle ali superiori delle traversi.

Nel prosieguo sono presentate le verifiche delle predalle in fase di autoportanza e quelle dell'intera soletta in esercizio relativa all'impalcato.

7.2.1 Verifica delle predalles in fase di autoportanza

Le predalle, di larghezza pari a 2.40 m, saranno armate con tralicci di tipo HD Baustrada 12/16/10 h=165 mm posti ad interasse corrente di 40 cm (n.6 tralicci).

In fase di calcolo è stato considerato un sovraccarico accidentale dovuto ai mezzi d'opera pari a 0.75 kN/m².

La verifica delle sezioni viene effettuata in mezzeria per la campata interna.

Di seguito si illustrano i criteri di calcolo e verifica e successivamente i risultati delle verifiche effettuate per il caso in esame.

7.2.1.1 Criteri di calcolo e verifica

Gli sforzi normali massimi di trazione/compressione N_{Ed} , agenti sui correnti dei tralicci per verifiche SLU di resistenza a trazione e instabilità a compressione, sono determinati dividendo il momento flettente di calcolo agli SLU per il braccio delle forze interne h_u , pari alla distanza verticale tra il corrente superiore e inferiore.

Gli sforzi normali massimi di compressione agenti sulle diagonali dei tralicci si ottengono dividendo il massimo taglio di calcolo V_{max} nella sezione considerata, per il seno dell'angolo α , formato dalla diagonale con l'asse dei correnti nel piano longitudinale, e per il coseno dell'angolo β , formato dalla diagonale con l'asse verticale nel piano trasversale.

Verifica di resistenza dei correnti tesi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza a trazione $N_{t,Rd}$ dei correnti tesi è pari a:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo:

A_s l'area totale dei correnti tesi;
 f_{yk} la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;
 γ_M è il coefficiente di sicurezza pari a **1.15** per acciaio **B450C**.

Verifica all'instabilità dei correnti compressi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ delle aste compresse dei tralicci è stata valutata in accordo al paragrafo §4.2.4.1.3.1 delle NTC2018:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

Essendo:

A_s l'area totale dei correnti compressi;
 f_{yk} la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;
 γ_M è il coefficiente di sicurezza pari a **1.15** per acciaio **B450C**.
 χ il coefficiente di riduzione dello sforzo normale a compressione fornito dalla seguente espressione:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

dove:

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} + 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

α è il fattore di imperfezione assunto pari a **0.49** in accordo alla tab. Tab 4.2.VI;

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$ è la snellezza adimensionale;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_0^2}$$

è il carico critico euleriano, dipendente dalle proprietà della sezione lorda e dalla

lunghezza libera di inflessione dell'asta $L_0 = \beta L$;

$\beta = 1.0$ nel caso dei correnti e $\beta = 0.9$ nel caso delle diagonali dei tralicci.

L è la lunghezza dell'asta; nel caso dei correnti è pari alla distanza che intercorre tra due successivi nodi dei tralicci in direzione longitudinale, mentre nel caso delle diagonali è pari alla lunghezza effettiva della diagonale.

7.2.1.2 Verifica della predalla in mezzeria della campata tra due trasversi successivi

A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature integrative disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei tralicci.

DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.		Var	unità				
Interasse tra le travi	it	mm	3125				
Lunghezza dello sbalzo sx rispetto ad asse trave	Ls_sx	mm	0				
Larghezza asola sulla piattabanda superiore sx	Bas_sx	mm	350				
Distanza tra asse trave sx e asse appoggio predalla	Dap_sx	mm	187.5				
Lunghezza dello sbalzo dx rispetto ad asse trave	Ls_dx	mm	0				
Larghezza asola sulla piattabanda superiore dx	Bas_dx	mm	350				
Distanza tra asse trave dx e asse appoggio predalla	Dap_sx	mm	187.5				
Altezza complessiva soletta in campata - per carichi	hs1c	mm	280				
Altezza complessiva soletta in campata - per verifiche	hs2	mm	280				
Luce di calcolo della predalla in campata	ls	mm	2750				
DATI PERMANENTI PORTATI		Var	unità				
DATI GEOMETRICI PREDALLE		Var	unità				
n. tralicci per dalla	nt		6				
altezza traliccio	ht	mm	165				
Sezione corrente		n	ϕ	A	At	di	I
			mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralicci	1	16	201	1206	187	19302	
Armatura inferiore tralicci	2	12	226	1357	36	12215	
Armatura inferiore nella dalla	0	0		0	30	0	
spessore predalla in agli sbalzi per carichi		mm	60				
spessore predalla in campata per carichi		mm	60				
spessore predalla in campata per verifiche		mm	60				
larghezza predalla		mm	2400				
coefficiente di omogeneizzazione			10				
Area predalla		mm2	14400				
Caratteristiche geometrico-inerziali		Var	unità				
Area totale	At	mm2	16964				
Momento statico rispetto al lembo inferiore	Mstat	mm3	706450				
Y baricentro rispetto al lembo inferiore	Yg	mm	42				
Momento d'inerzia dalla tralicciata	It	mm4	31835801				

CALCOLI STATICI

FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE, GETTO DI COMPLETAMENTO

ANALISI DEI CARICHI		B	H	γ	ρ	ρ
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio predalla agli sbalzi	p1s	2.40	0.06	25.0		3.60
peso proprio predalla in campata	p1c	2.40	0.06	25.0		3.60
peso proprio getto di completamento	p2	2.40	0.22	25.0		13.20
peso mezzi d'opera	q	2.40			1.00	2.40

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità	
Reazione all'appoggio sx - permanenti	RA-p	kN	22.47	
ascissa taglio nullo	x_V(0)	m	1.38	
Momento massimo in campata - permanenti	Mmax_p	kNm	16.05	
Momento massimo in campata - accidentali	Mmax_q	kNm	2.27	
Taglio massimo all'appoggio - permanenti	Vmax_p	kN	23.10	
Taglio massimo all'appoggio - accidentali	Vmax_q	kN	3.30	
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	γ_g		1.30	
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	γ_q		1.50	
Verifiche SLU - Momento flettente in mezzera	Mmax	kNm	24.3	
Verifiche SLU - Taglio massimo all'appoggio	Vmax	kNm	35.0	

VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI		Var	unità	
altezza del traliccio	ht	m	0.151	
Momento flettente	Mmax	kNm	24.27	
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	56.5	
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	11.2	
Sforzo massimo nei correnti	Nmax1	kN	160.8	
Verifica dei correnti compressi	Var	unità	cor traliccio	
n. correnti	nc		6	
Diametro corrente compresso	f	mm	16	
Area corrente compresso	A	mmq	201	
Momento d'inerzia corrente compresso	I	mm4	3217	
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0040	
Lunghezza libera d'inflessione	LO	m	0.20	
coefficiente beta	be		1.00	
snellezza	λ		50.0	
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	166690	
snellezza adimensionale	λ_1		0.74	
fattore di imperfezione alpha	α		0.49	
coefficiente Φ	Φ		0.90	
coefficiente χ	χ		0.70	
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	331	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.49	< 1.0
Verifica dei correnti tesi	Var	unità	inferiori	
A correnti	A	mmq	1357	
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	531	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.30	< 1.0

VERIFICA DIAGONALI				
altezza del traliccio	ht	m	0.151	
n. diagonali	nd		12	
Taglio massimo	Vmax	kN	34.98	
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	56.5	
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	11.2	
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	42.8	
Diametro diagonale	f	mm	10.0	
Area diagonale	A	mmq	79	
Momento d'inerzia diagonale	I	mm4	491	
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025	
Lunghezza libera d'inflessione	LO	m	0.18	
coefficiente beta	be		0.90	
snellezza	λ		66.5	
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	36839	
snellezza adimensionale	λ_1		0.98	
fattore di imperfezione alpha	α		0.49	
coefficiente Φ	Φ		1.17	
coefficiente χ	χ		0.55	
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	204	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.21	< 1.0

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei tralci sono soddisfatte.

7.2.2 Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)

Le sollecitazioni agenti sulla soletta in esercizio sono state determinate attraverso un calcolo agli elementi finiti (SAP2000P), in cui la soletta è schematizzata con elementi SHELL.

L'altezza degli elementi shell è assunta pari all'altezza minima della soletta e risulta 28 cm.

Per tenere conto della altezza effettivamente collaborante in direzione trasversale, pari a 22 cm, sono state opportunamente ridotte le rigidezze flessionali e taglianti in questa direzione secondo i seguenti rapporti:

$$\text{fac_r_ltras} = t_t^3 / t_s^3 = 0.22^3 / 0.28^3 = 0.485$$

$$\text{fac_r_Atras} = t_t / t_s = 0.22 / 0.28 = 0.785$$

La soletta è vincolata in corrispondenza delle travi trasversali e longitudinali. I collegamenti tra soletta e traversi e longarine sono schematizzati attraverso link rigidi.

La figura seguente illustra il modello utilizzato per il calcolo della soletta:

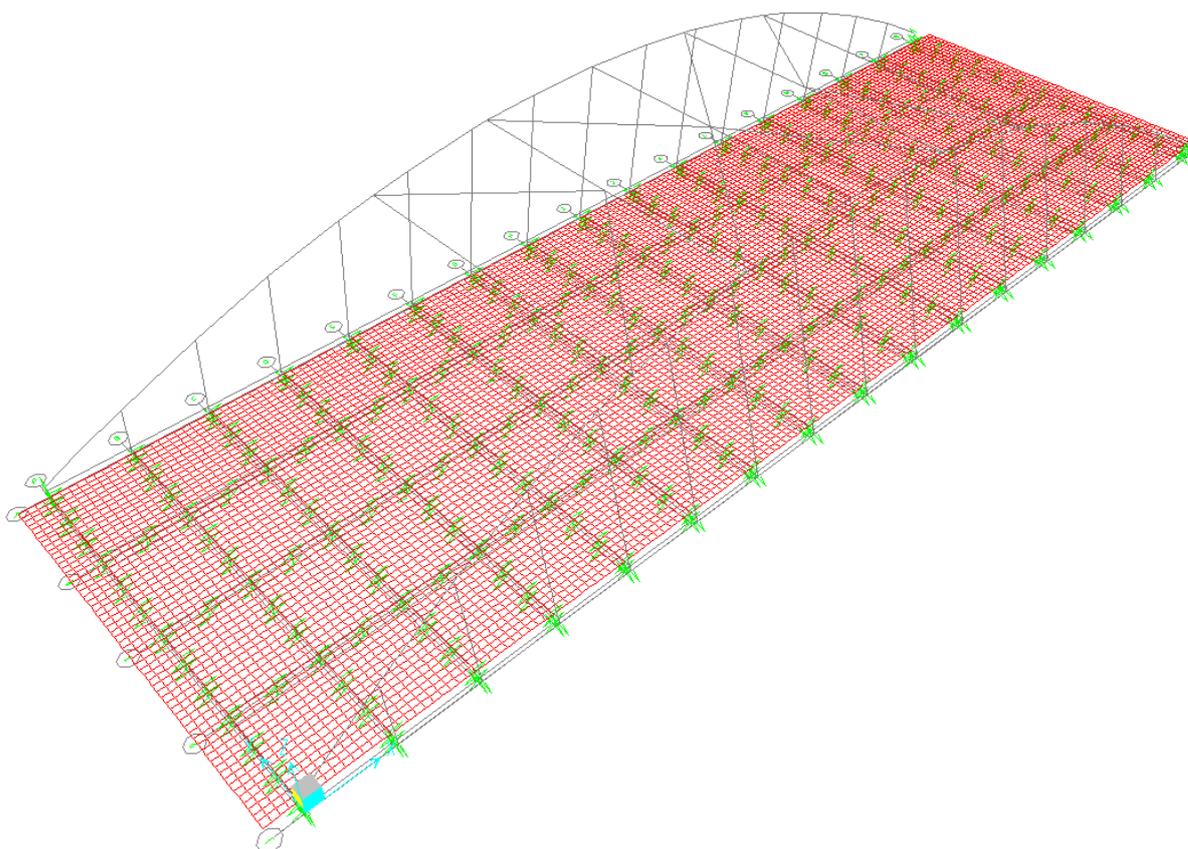


Figura 7.4 Modello di calcolo soletta– vista 3D del modello agli elementi finiti

7.2.2.1 Analisi dei carichi agenti sulla soletta

I carichi di progetto considerati sono i seguenti:

- peso proprio della soletta 25.0 × 0.28 = 7.00 kNm⁻²
- peso proprio del cordolo 25.0 × 0.21 = 5.25 kNm⁻²

- peso della pavimentazione stradale= 3.00 kNm⁻²
- peso di ciascuna barriera di sicurezza= 1.50 kNm⁻¹
- peso di ciascuna rete di protezione= 0.50 kNm⁻¹
- peso tubazioni smaltimento acque di piattaforma= 1.50 kNm⁻¹

I carichi mobili Q_{1k} e q_{1k} (schema di carico 1 di cui al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC2018) sono disposti come da schemi successivi in modo da massimizzare le sollecitazioni.

Le sollecitazioni sono state determinate per le seguenti disposizioni longitudinali dei carichi tandem:

- carichi disposti nella generica sezione corrente dell'impalcato;
- carichi disposti in prossimità della testata dell'impalcato.

Per ognuna di tali disposizioni i carichi sono stati disposti trasversalmente sull'impalcato nelle configurazioni di carico illustrate nelle figure seguenti:

Configurazione di carico A

- Condizione Q1CA: Carichi concentrati
- Condizione Q1DA: Carichi distribuiti

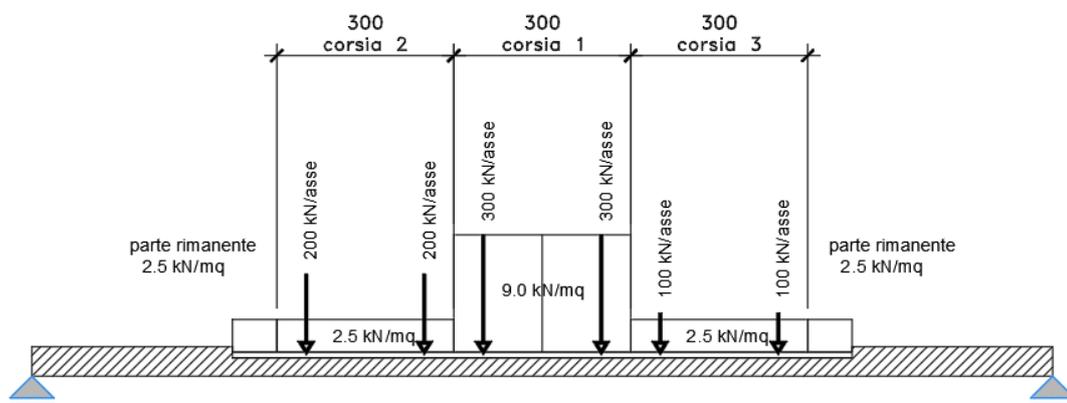


Figura 7.5. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione A

Configurazione di carico B

- Condizione Q1CB: Carichi concentrati
- Condizione Q1DB: Carichi distribuiti

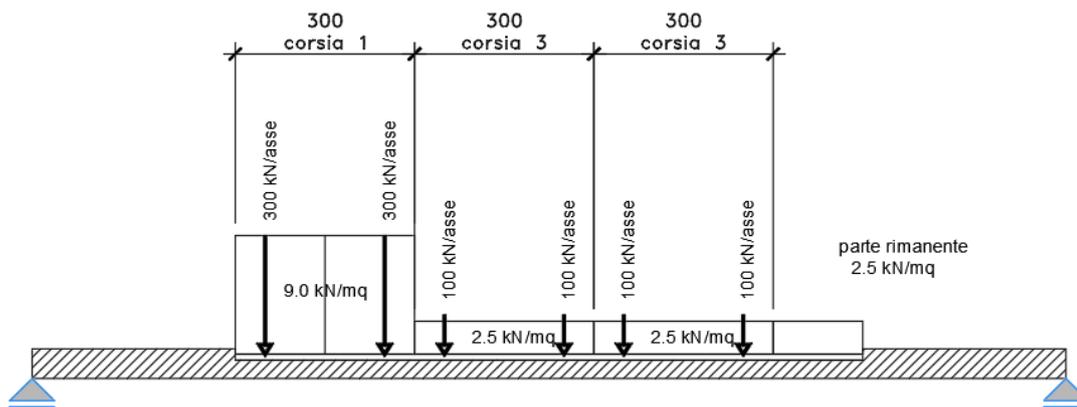


Figura 7.6. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione B

Configurazione di carico C

- Condizione Q2C: Carichi concentrati

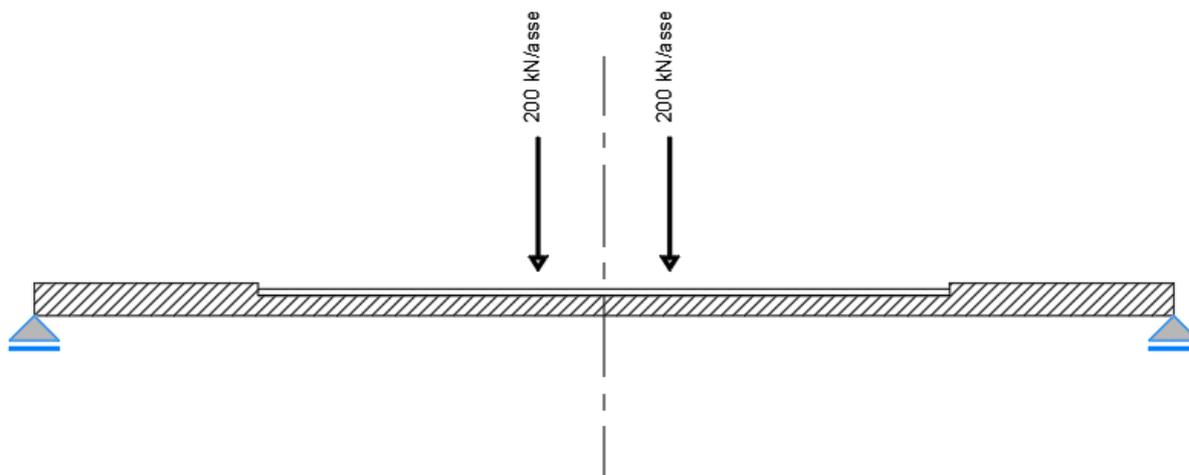


Figura 7.7. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione C

Configurazione di carico D

- Condizione Q2D: Carichi concentrati

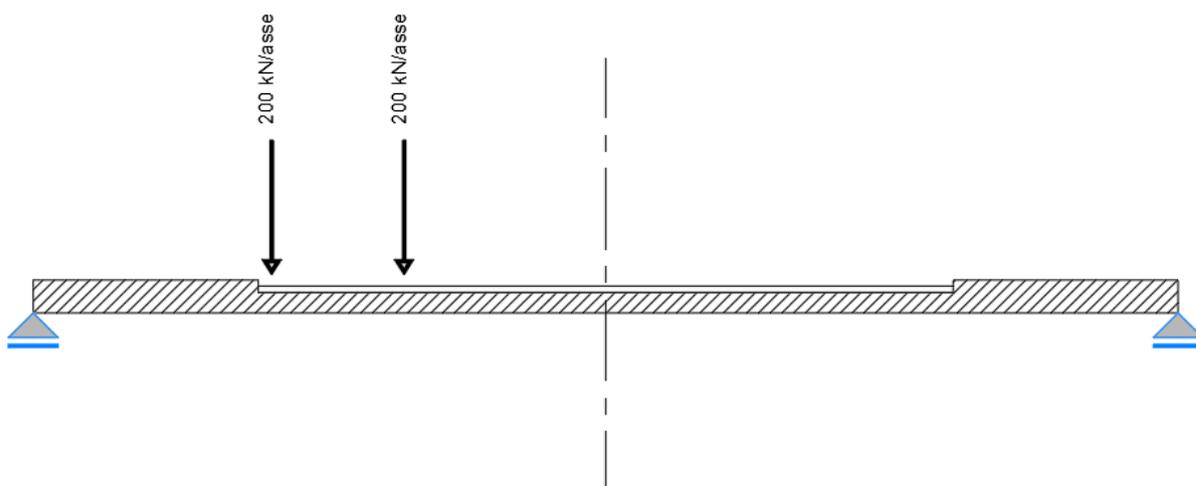


Figura 7.8. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Configurazione D

In accordo a quanto prescritto al paragrafo 5.1.3.4 delle NTC 2018 i carichi mobili applicati in corrispondenza della testata sono stati amplificati attraverso un coefficiente dinamico addizionale per tener conto delle discontinuità strutturali rappresentate dai giunti di dilatazione. Detto coefficiente è pari a **1.3** secondo quanto indicato al 4.3.3 degli Eurocodici (EC1 – Parte 2).

In entrambi i casi è stata considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alle forze orizzontali d'urto esercitate dal veicolo in svio, esplicitate al par. 5.2.11, agenti alla quota di **1 m** sopra il piano stradale (LOAD Q8), è associato un carico verticale isolato costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia come prescritto ai paragrafi 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

7.2.2.2 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

Inviluppo delle condizioni di carico relative alle Azioni variabili da traffico:

ENVEMOB1 che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali unitari;

ENVEMOB2 che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con

coefficienti parziali pari a 0.75 per i carichi concentrati e a 0.40 per i carichi distribuiti.

Combinazioni per verifiche SLU:

- $SLU1 = 1.35 \times G1 + 1.35 \times G2 + 1.35 \times ENVEMOB1 + 0.9 \times ENVEDT$;
- $SLU2 = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times Q2D + 1.0 \times Q8 + 0.9 \times ENVEDT$;

L'involuppo delle suddette combinazioni è determinato con la combinazione:

- $ENVESLU$;

Combinazioni per verifiche SLE-RARA:

$ENVSLER = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB1 + 0.6 \times ENVEDT$

Combinazioni per verifiche SLE-FREQUENTE:

$ENVSLEF = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB2 + 0.6 \times ENVEDT$

Combinazioni per verifiche SLE-QUASI PERMANENTE:

$SLE-QP = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2$

7.2.2.3 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche di resistenza e fessurazione

Le figure seguenti illustrano le mappe delle caratteristiche della sollecitazioni per verifiche SLU ed SLE:

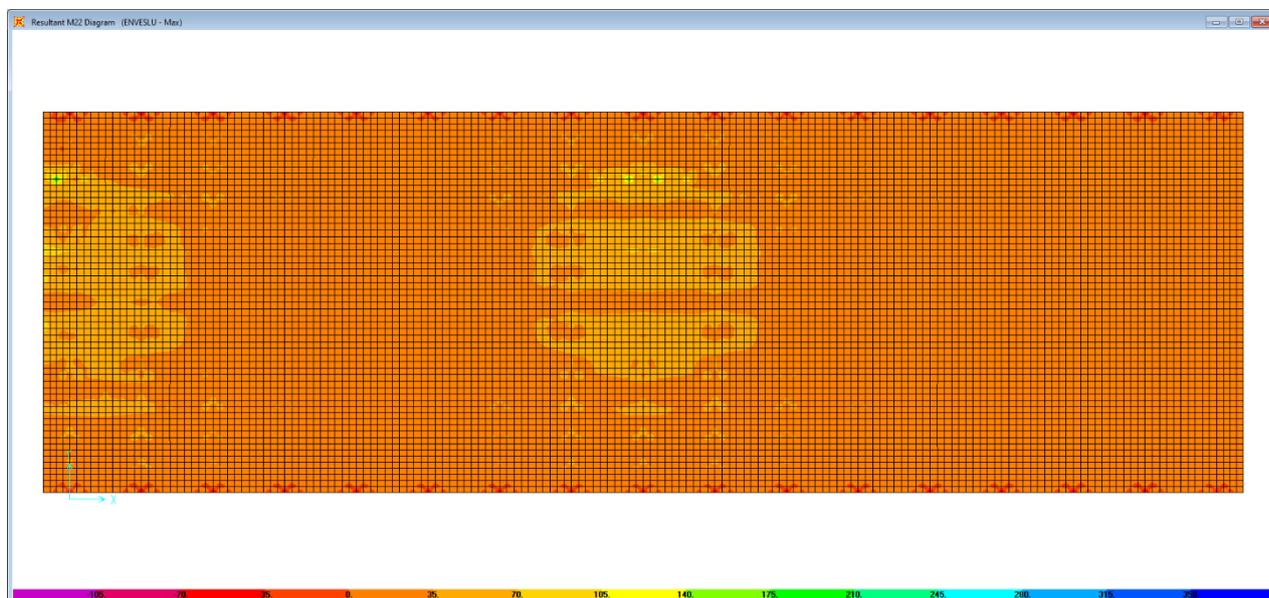


Figura 7.9. Combinazione ENVESLU – M22 max

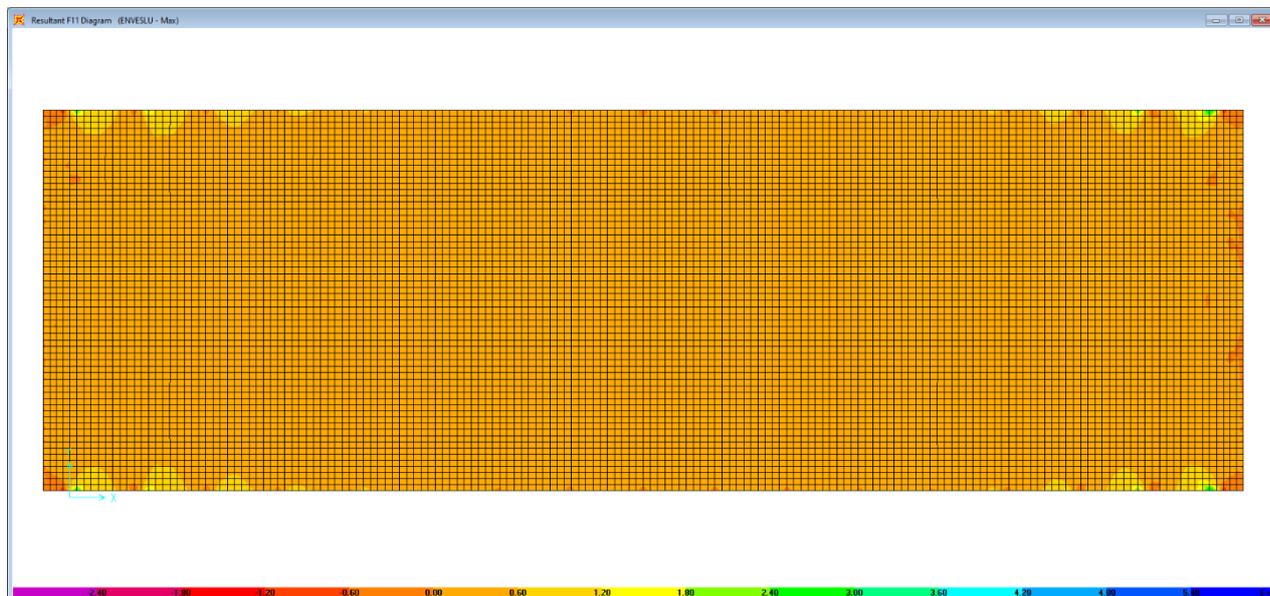


Figura 7.10. Combinazione ENVESLU – F11

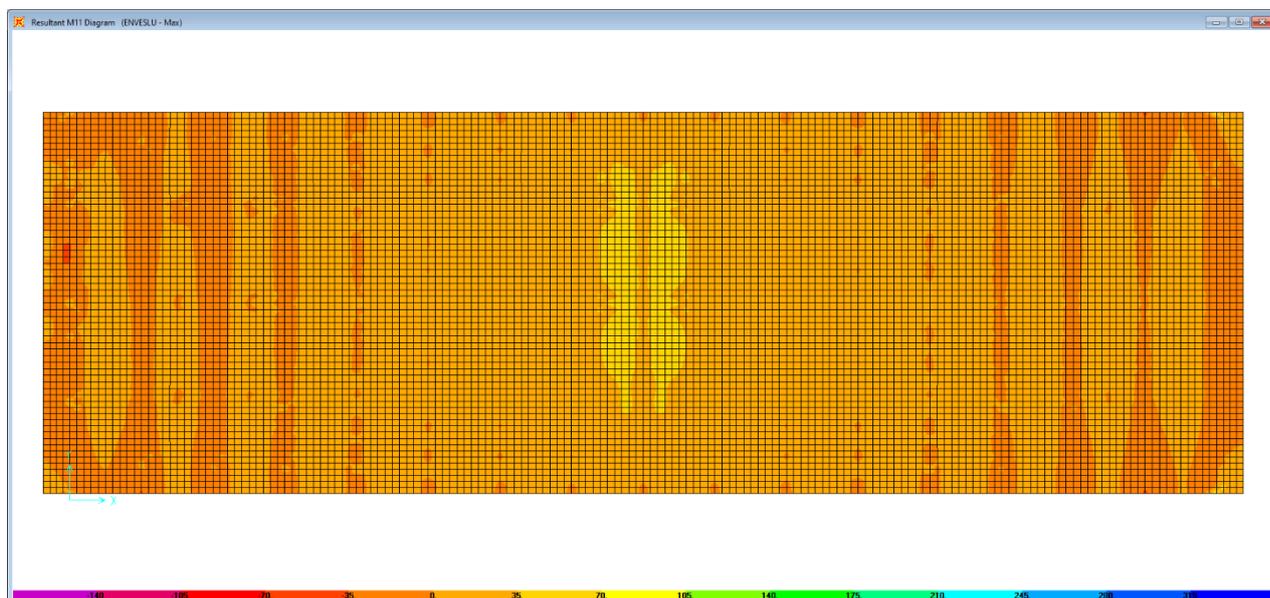


Figura 7.11. Combinazione ENVESLU – M11 max

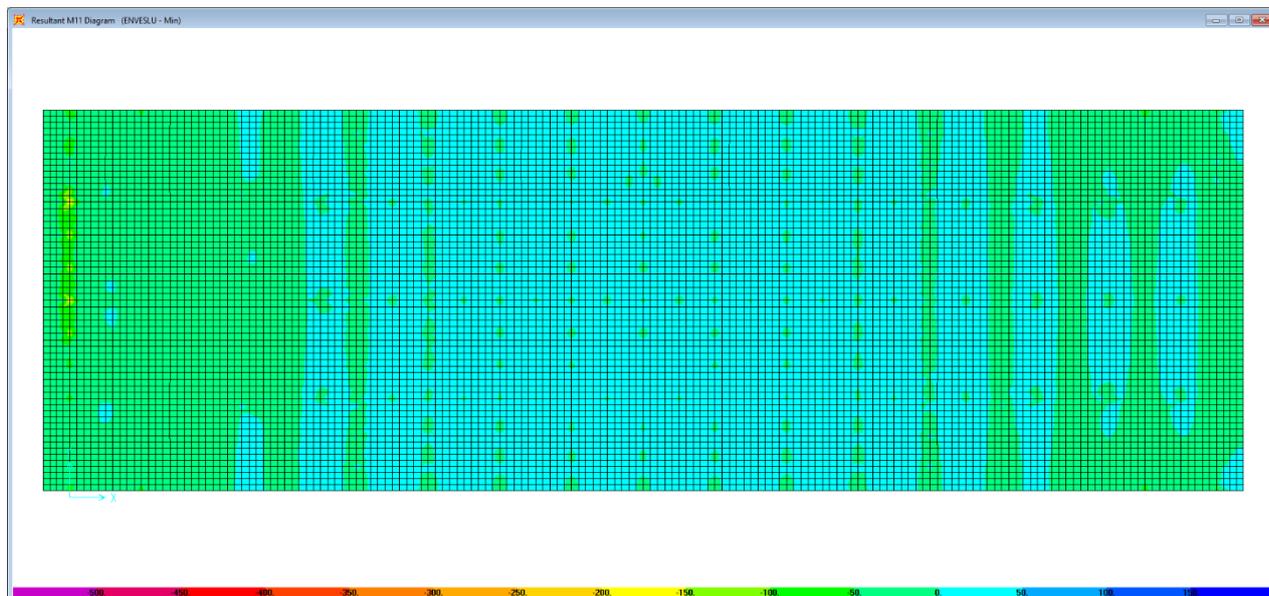


Figura 7.12. Combinazione ENVESLU – M11 min

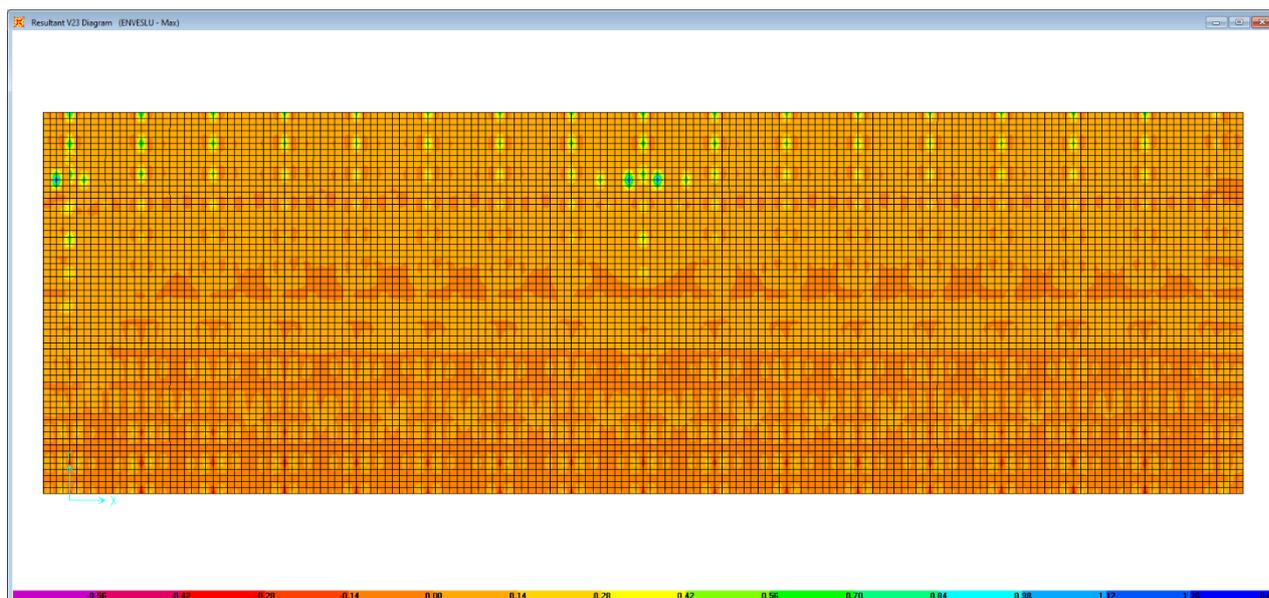


Figura 7.13. Combinazione ENVESLU – V23 max

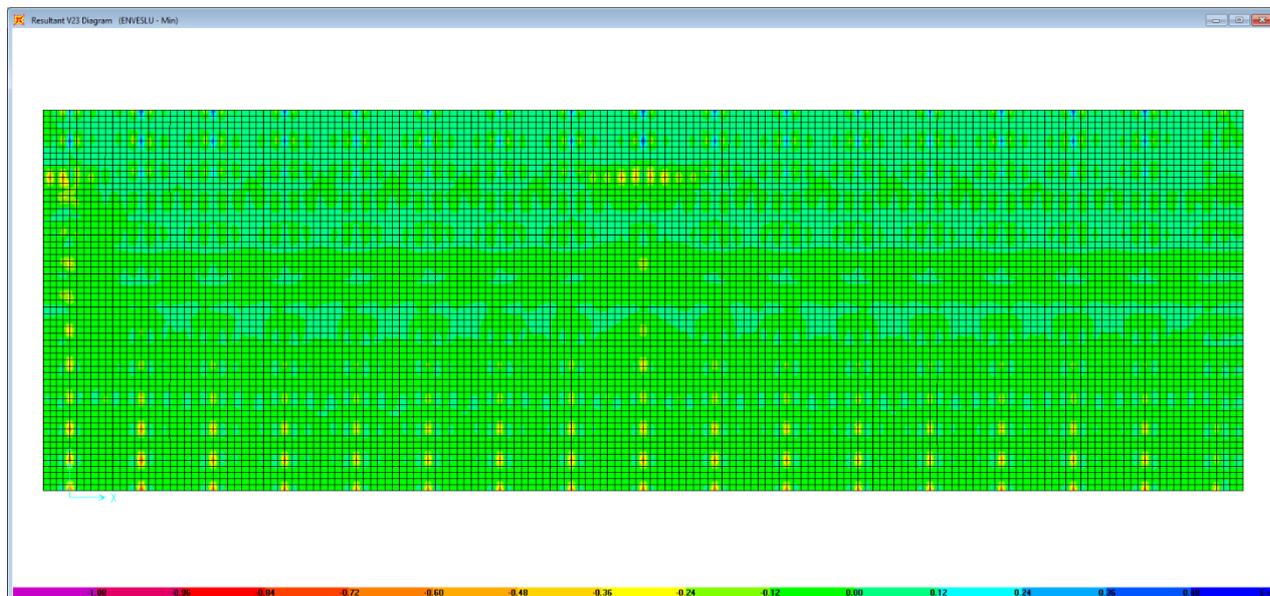


Figura 7.14. Combinazione ENVESLU – V23 min

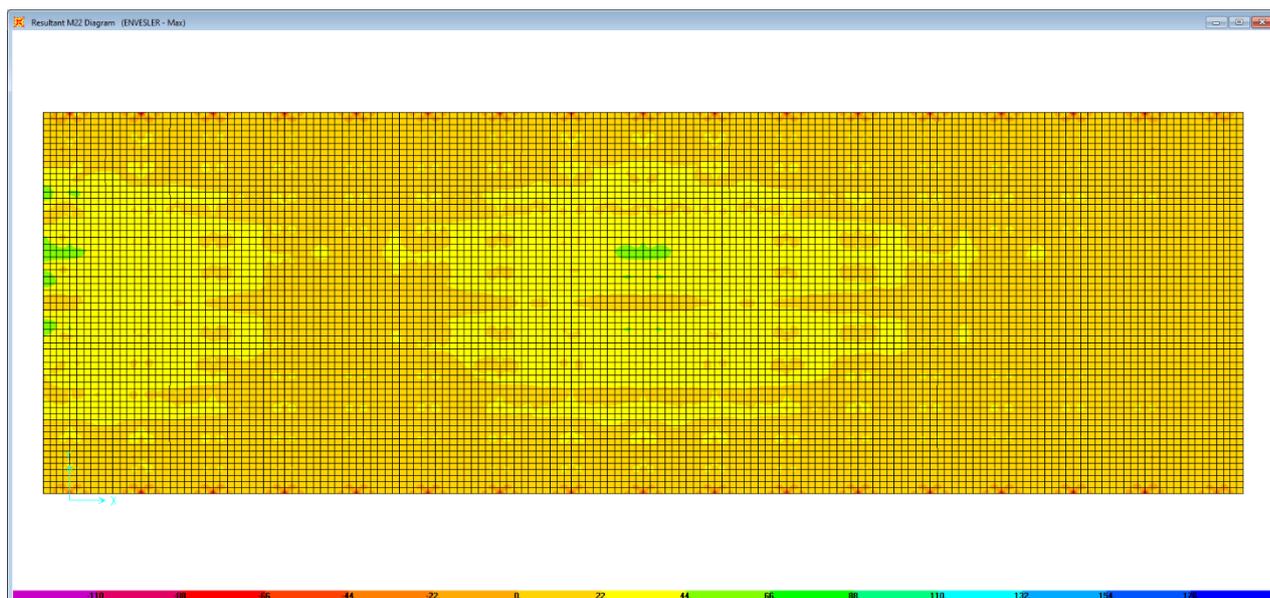


Figura 7.15. Combinazione ENVESLER – M22 max

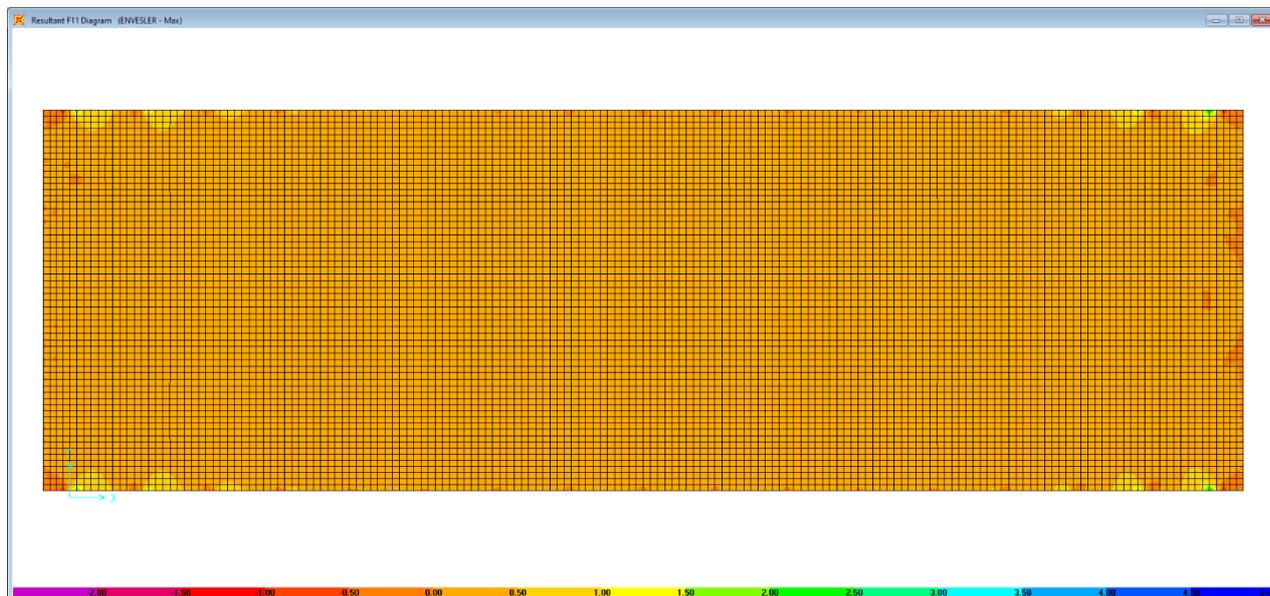


Figura 7.16. Combinazione ENVESLER – F11

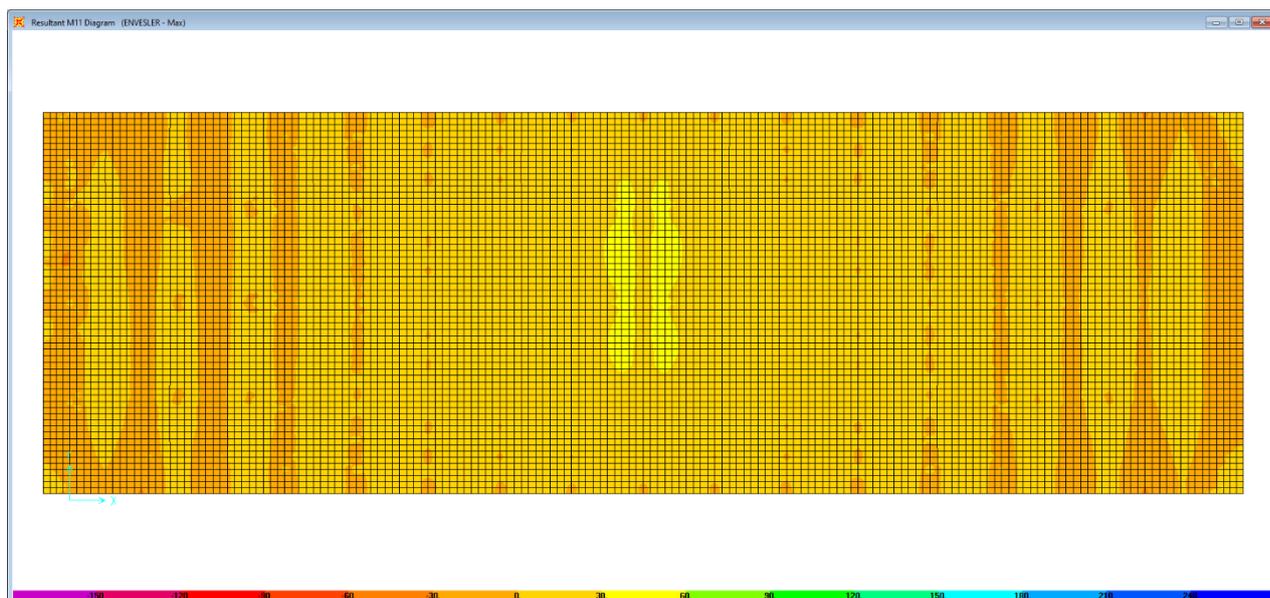


Figura 7.17. Combinazione ENVESLER – M11 max

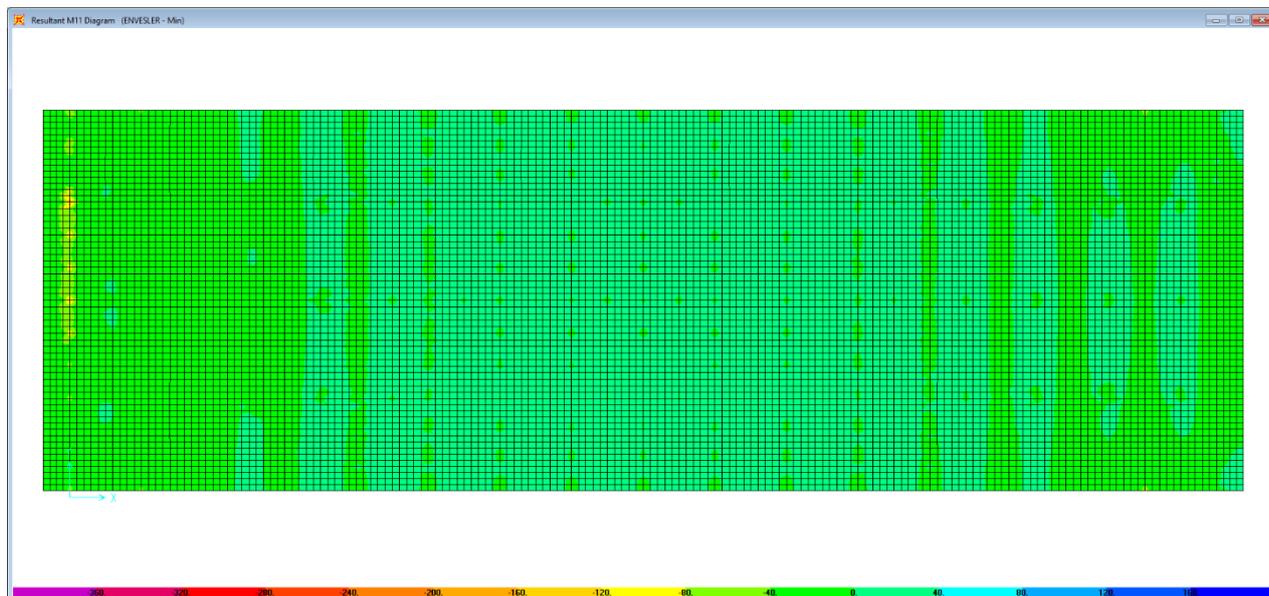


Figura 7.18. Combinazione ENVESLER – M11 min

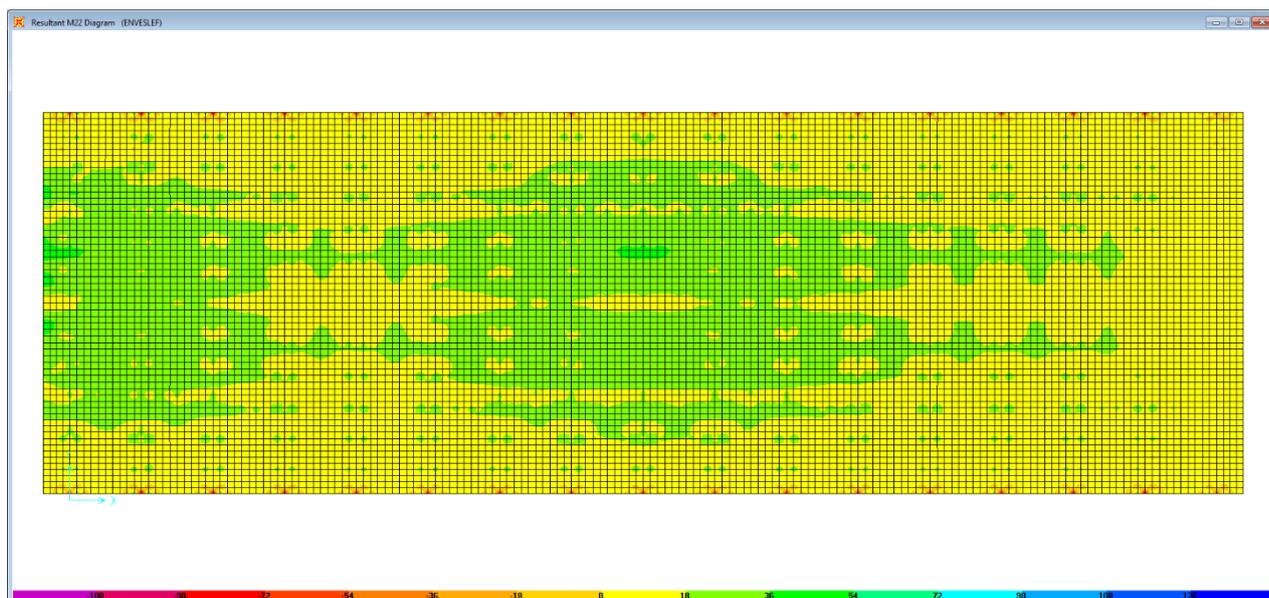


Figura 7.19. Combinazione ENVESLEF – M22 max

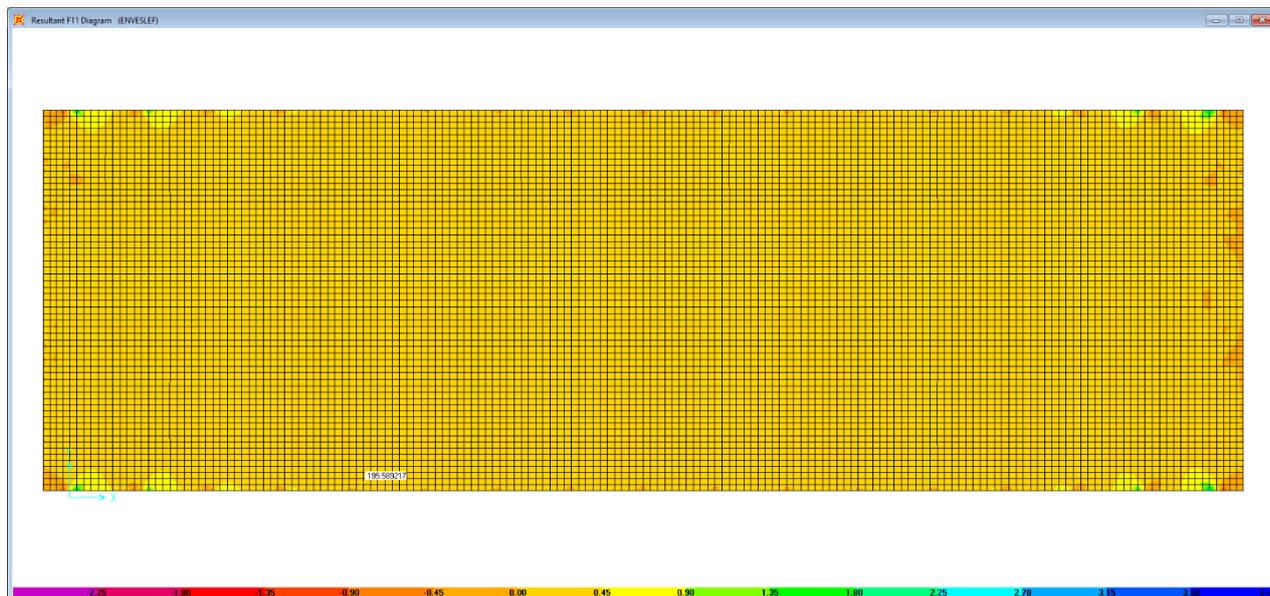


Figura 7.20. Combinazione ENVESLEF – F11

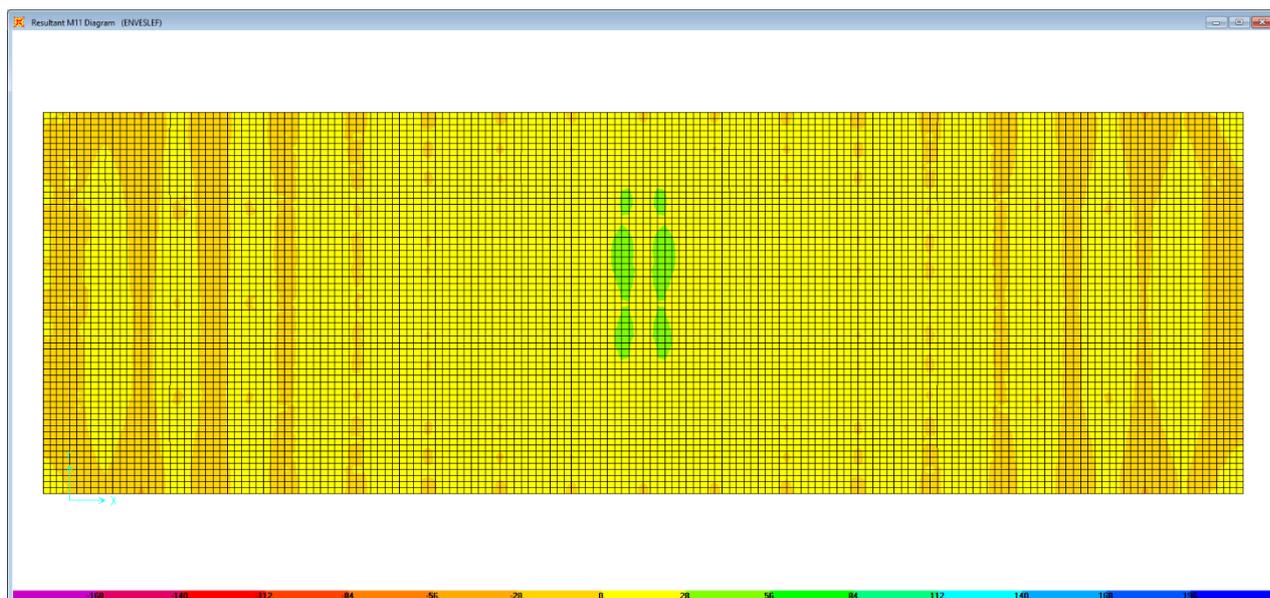


Figura 7.21. Combinazione ENVESLEF – M11 max

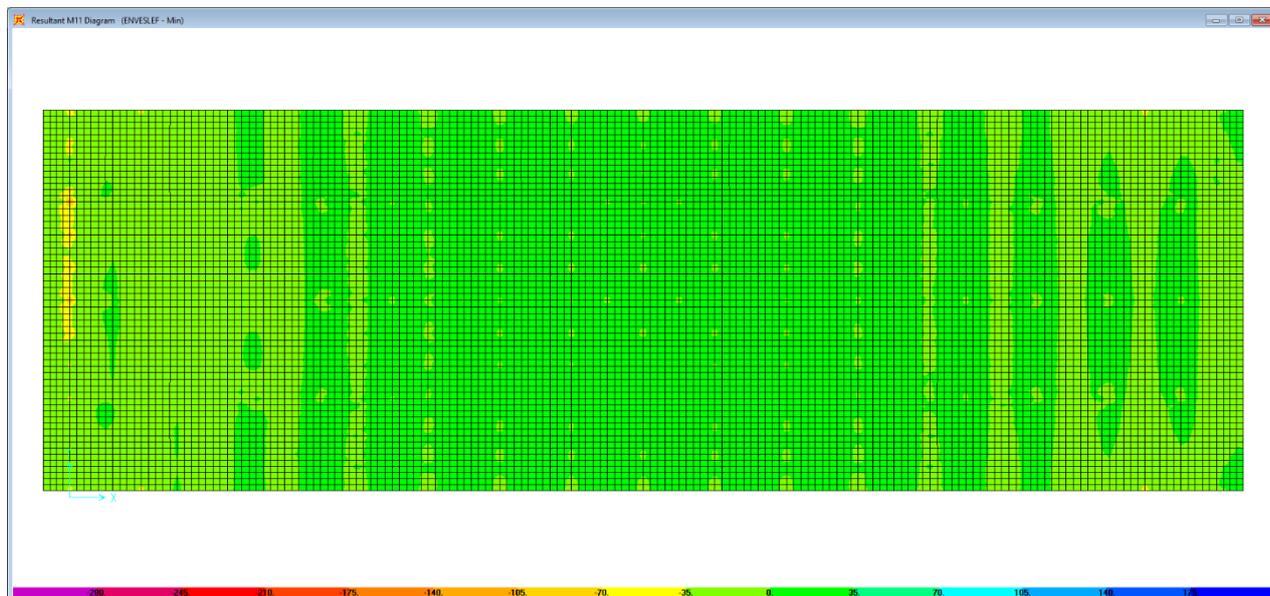


Figura 7.22. Combinazione ENVESLEF – M11 min

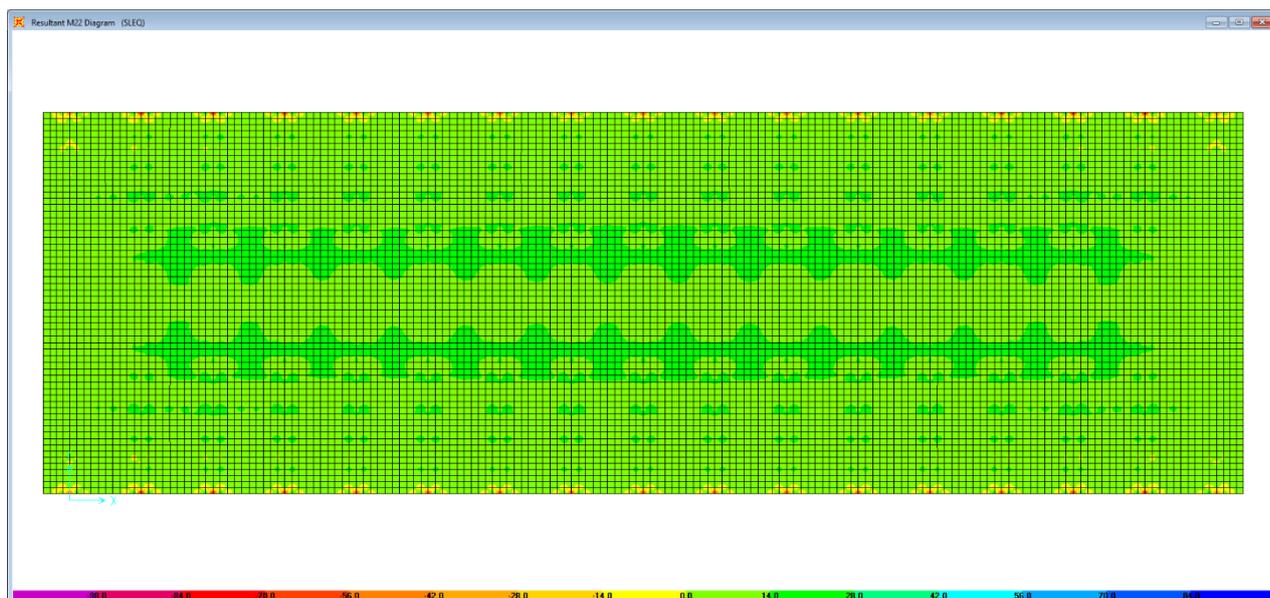


Figura 7.23. Combinazione SLE-QP – M22

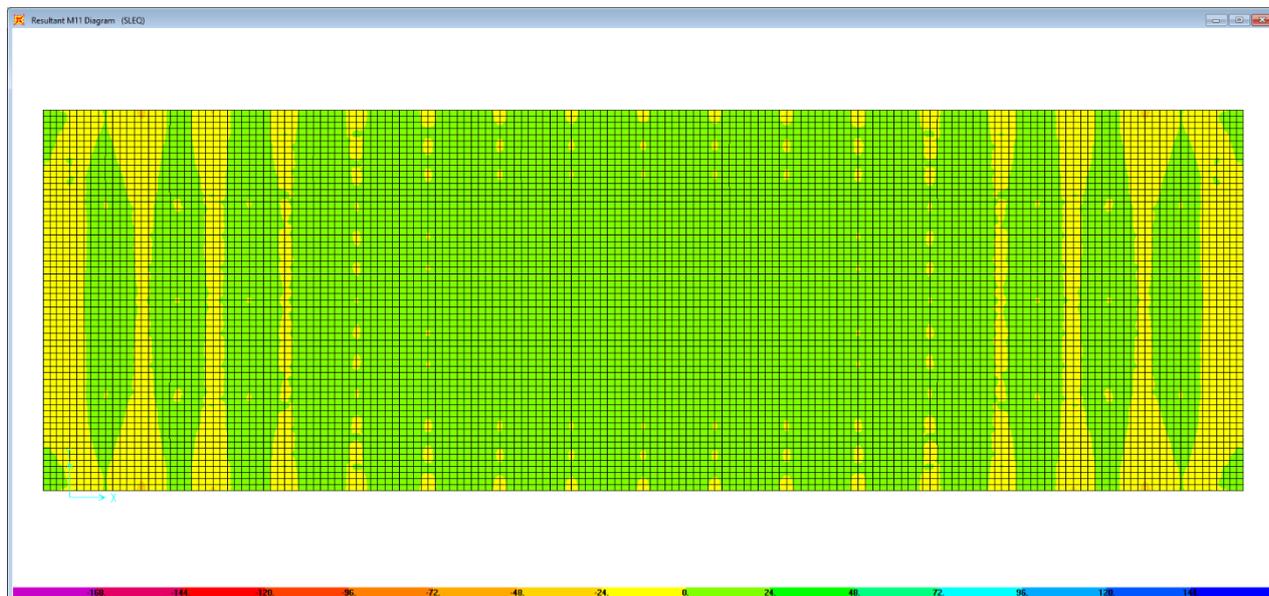


Figura 7.24. Combinazione SLE-QP – M11

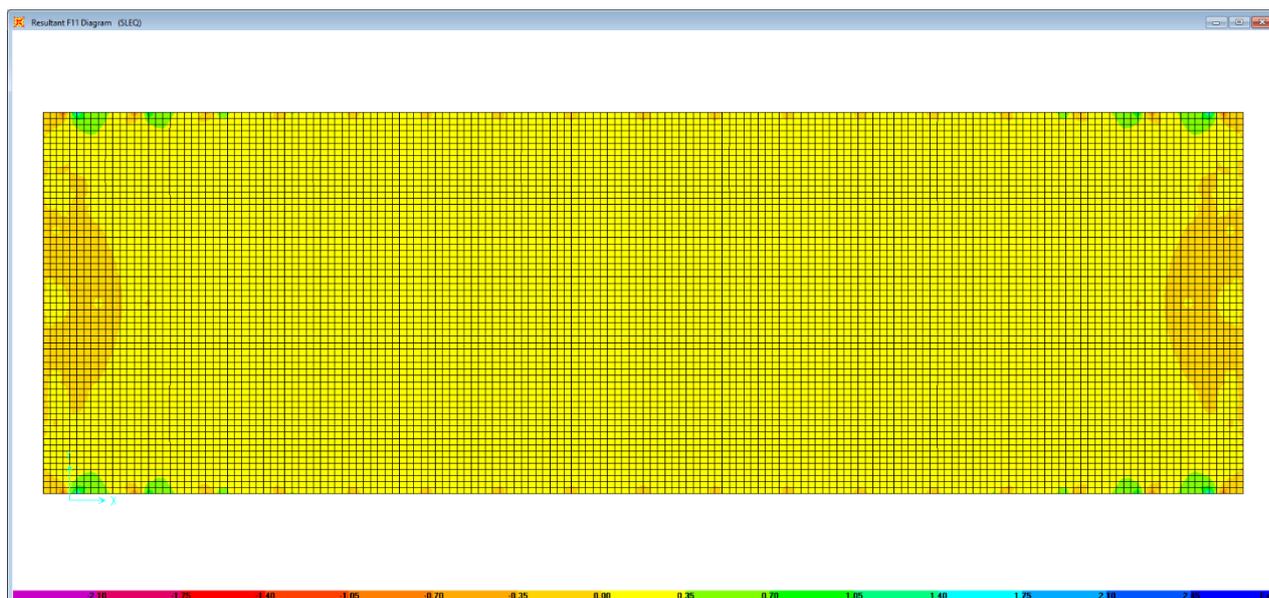


Figura 7.25. Combinazione SLE-QP – F11

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU ed SLE:

	Sezione corrente				Sezione di testata			
	M11+ [kNm]	F11+ [kN]	M22+ [kNm]	V23 [kN]	F11+ [kN]	M11- [kNm]	M22+ [kNm]	V23 [kN]
Verifiche SLU	65	160	72	588	340.0	-138	85	267
Verifiche SLE-RARA	45	100	52		307.0	-110	57	
Verifiche SLE-FR	35	100	48		287.0	-110	41	
Verifiche SLE-QP	12	72	15		174	-7	15	

Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza predalla B (2.40

	Sezione corrente				Sezione di testata			
	M11+ [kNm]	F11 [kN]	M22+ [kNm]	V23 [kN]	F11+ [kNm]	M11- [kNm]	M22+ [kNm]	V23 [kN]
Verifiche SLU	155.0	384.0		1411.2	816.0	-331.2		640.8
Verifiche SLE-RARA	108.0	240.0			736.8	-264.0		
Verifiche SLE-FR	84.0	240.0			688.8	-264.0		
Verifiche SLE-QP	28.8	173.5			417.6	-16.8		

7.2.2.4 Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche a tenso-flessione delle sezioni in c.a. sono state effettuate con il software RCSEC® prodotto da Geostru.

Le verifiche agli SLU ed SLE sono state effettuate trascurando il contributo offerto dai tralicci.

Si prevede di impiegare uno schema di armatura longitudinale costante lungo tutto il ponte. Pertanto, le verifiche in direzione longitudinale fanno riferimento alle zone correnti maggiormente sollecitate. In direzione trasversale le verifiche locali sono state condotte considerando l'armatura minima prevista.

Sezione corrente e di testata – Campata – Verifiche in direzione longitudinale (M11+)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione è pari a 28 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20$.

L'armatura in zona compressa è costituita da $\phi 20/20$.

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	28.0
3	120.0	28.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

1	-115.0	7.8	20
2	-115.0	22.2	20
3	115.0	22.2	20
4	115.0	7.8	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	10	20
2	2	3	10	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-384.00	155.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-240.00	108.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-240.00	84.00 (99.93)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-173.00	28.80 (88.52)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.4	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm ²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-384.00	223.03	-3.84	-384.15	250.04	0.00	1.598	37.7(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00556	120.0	28.0	-0.00088	115.0	22.2	-0.01175	-115.0	7.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000754907	-0.017637407	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.31	120.0	28.0	-202.4	94.1	7.8	2640	37.7	14.4	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.91	-120.0	28.0	-165.8	94.1	7.8	2640	37.7	14.4	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_c \text{ eff}$
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1 - \text{Beta}12 * (S_{sr} / S_s)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm} / S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess} / M)^2$ [B.6.6 DM96]
sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * S_s / E_s$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	sm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.7	0	0.125	20	68	-0.415	0.00032 (0.00032)	235	0.126 (0.30)	99.93	
0.00												

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.67	-120.0	28.0	-71.3	94.1	7.8	2760	37.7	14.4	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	sm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.0	0	0.125	20	68	-3.724	0.00014 (0.00014)	238	0.055 (0.20)	88.52	
0.00												

Sezione corrente – Verifiche in direzione longitudinale (M11-)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione di verifica è pari a 28 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20$

L'armatura in zona compressa è costituita da $\phi 20/20$.

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	28.0
3	120.0	28.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-115.0	7.8	20
2	-115.0	22.2	20
3	115.0	22.2	20
4	115.0	7.8	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
--------	--

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	10	20
2	2	3	10	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-384.00	-100.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-240.00	-76.80	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-240.00	-16.80 (-73.77)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-173.50	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 12.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

N Sn Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-384.00	-248.58	-3.84	-383.96	-306.86	0.00	3.151	75.4(13.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00397	-120.0	0.0	-0.00136	-115.0	7.8	-0.01033	115.0	22.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000622772	0.003500000	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.91	120.0	0.0	-136.7	94.1	22.2	2520	37.7	14.4	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.59	120.0	0.0	-55.6	-94.1	22.2	3000	37.7	14.4	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
Ver. Esito della verifica
S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica
Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi = 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/S2)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s / E_s$ è tra parentesi
srm Distanza media tra le fessure [mm]
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot s_m \cdot s_{rm}$. Valore limite tra parentesi
MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.8	0	0.125	20	48	-18.281	0.00011 (0.00011)	204	0.037 (0.30)	-73.77	
0.00												

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.00	120.0	28.0	-26.2	-73.2	7.8	6720	75.4	14.4	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	-0.2	0.242	20	68	-106.865	0.00005 (0.00005)	338	0.029 (0.20)	0.00	
0.00												

Sezione di testata – Verifiche in direzione longitudinale (M11-)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione di verifica è pari a 28 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/10$

L'armatura in zona compressa è costituita da $\phi 20/20$.

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	28.0
3	120.0	28.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-115.0	7.8	20
2	-115.0	22.2	20
3	115.0	22.2	20
4	115.0	7.8	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	10	20
2	2	3	21	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-384.00	-331.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	-240.00	-264.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	-240.00	-264.00 (-128.20)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	-173.50	-16.80 (-93.42)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	------	-------	-------	-------	--------	--------	----------	---------

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

1 S -384.00 -473.30 -12.53 -383.88 -515.70 0.00 1.580 72.3(13.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00244	-120.0	0.0	-0.00036	-115.0	7.8	-0.00748	115.0	22.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000494707	0.003500000	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $\beta_1\beta_2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	10.60	120.0	0.0	-214.3	-20.9	22.2	2280	72.3	10.5	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	10.60	120.0	0.0	-214.3	-20.9	22.2	2280	72.3	10.5	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
 S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
 k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
 k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e_1 + e_2) / (2 * e_1)$ per trazione eccentrica
 Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 Psi = $1 - \beta_{12} * (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \beta_{12} * (f_{ctm}/S_2)^2 = 1 - \beta_{12} * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * S_s / E_s$ è tra parentesi
 srm Distanza media tra le fessure [mm]
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * s_m * s_{rm}$. Valore limite tra parentesi
 MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-6.9	0	0.125	20	48	0.764	0.00078 (0.00041)	148	0.197 (0.30)	-128.20	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.44	120.0	0.0	-25.0	104.5	22.2	2760	72.3	10.5	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.6	0	0.125	20	48	-14.461	0.00005 (0.00005)	155	0.013 (0.20)	-93.42	

Sezione corrente e di testata – Verifiche in direzione trasversale (M22+)

Si considera una sezione di larghezza unitaria.

L'altezza della sezione di verifica è pari a **25** cm, ovvero ci si riferisce al giunto tra due predelle successive in cui ha senso investigare i fenomeni di fessurazione in direzione longitudinale.

L'armatura in zona tesa e compressa è costituita da $\phi 20/20$.

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	25.5
3	50.0	25.5
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	4.3	16
2	40.0	4.3	16
3	-40.0	20.7	16
4	40.0	20.7	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	16
2	3	4	3	16

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

1 0.00 75.00 0.00 0.00 0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	58.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	42.00 (41.72)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	15.00 (41.72)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	74.65	0.00	0.00	83.95	0.00	1.119	10.1(4.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00669	-50.0	25.5	-0.00098	-40.0	20.7	-0.01627	-40.0	4.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000932364	-0.020275282	0.177	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	8.72	-50.0	25.5	-306.7	20.0	4.3	950	10.1	16.4	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.32	50.0	25.5	-222.1	20.0	4.3	950	10.1	16.4	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1 Esito della verifica
S2 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi = $1 - Beta12^2 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12^2 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - Beta12^2 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm Distanza media tra le fessure [mm]
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. Valore limite tra parentesi
MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.4	0	0.125	16	35	0.013	0.00042 (0.00042)	178	0.128 (0.30)	41.72	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.26	-50.0	25.5	-79.3	20.0	4.3	950	10.1	16.4	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.2	0	0.125	16	35	-2.869	0.00015 (0.00015)	178	0.046 (0.20)	41.72	

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

0.00

Verifiche a taglio in direzione trasversale (V23)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle $B = 2.40$ m.

L'armatura a taglio è costituita dalle diagonali dei tralicci $\phi 10/10$, posizionati sugli sbalzi a passo 40 cm.

La resistenza a taglio risulta pari a:

Dati	Var	unità	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	45
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	35
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	19.8
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3
Caratteristiche geometriche sezione			
Altezza	H	m	0.28
Larghezza	B	m	2.40
Area calcestruzzo	Ac	m ²	0.67
Larghezza anima	bw	m	2.40
copriferro	c	m	0.072
altezza utile della sezione	d	m	0.21
Compressione agente nella sezione			
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio			
<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	2970.2
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	fsw	mm	10
passo staffe	scp	m	0.10
numero di bracci	nb		12
Armatura a taglio (staffe)	A _{sw}	mmq	942
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	60
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	20.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0
coefficiente alpha	α_c		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{RsD}	kN	1919.2
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	1803.4
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1803.4

La verifica è soddisfatta essendo $V_{Rd} \gg V_{Ed}$.

8 ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE

Le analisi e verifiche delle spalle sono state effettuate attraverso l'implementazione di specifici fogli di calcolo di excel.

I tabulati di calcolo sono riportati in allegato.

Le analisi fanno riferimento alla Spalla SPA che a parità di caratteristiche geometriche risulta maggiormente sollecitata perchè allineamento fisso per azioni orizzontali longitudinali.

8.1 Analisi della palificata

Il calcolo delle sollecitazioni in fondazione delle spalle è stato effettuato facendo riferimento ad un sistema di coordinate ortogonali destrorso, avente origine in corrispondenza del filo di monte del plinto di fondazione (a metà del lato posto lungo la direzione trasversale al ponte), a livello dell'intradosso del plinto stesso, asse x parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato ed asse z diretto verso il basso.

Le azioni orizzontali (F_x ed F_y) e verticali (F_z) si assumono positive se di verso concorde con quello degli assi. Si indicheranno inoltre con M_x i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse x (momenti trasversali) e con M_y (momenti longitudinali) i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse y. I momenti si assumono positivi se di senso antiorario rispetto all'asse-momento cui si riferiscono.

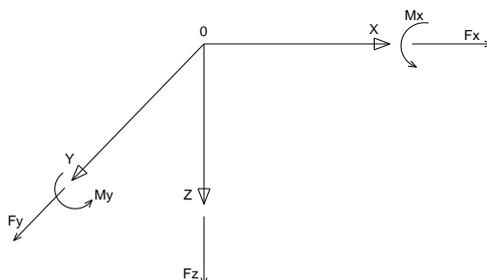


Figura 8.1. Sistema di riferimento

Le azioni trasmesse al baricentro della palificata, sono state determinate con riferimento alle singole condizioni di carico elementari e successivamente combinate.

I coefficienti moltiplicativi delle singole condizioni elementari, relativi alle combinazioni di carico SLU ed SLE considerate sono chiaramente illustrati nei tabulati.

Le azioni trasmesse dall'impalcato sono valutate in asse appoggi, alla quota di intradosso delle travi; successivamente vengono calcolate le azioni elementari al baricentro della palificata considerando i contributi dovuti al trasporto.

Le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla zattera di fondazione sono state determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \times S$, in virtù dell'elevata rigidezza della spalla.

La risoluzione della palificata è stata effettuata nell'ipotesi di plinto di fondazione rigido. Pertanto, Le azioni risultanti in testa ai pali risultano pari a:

$$N_i = \frac{F_z}{n_p} \pm Mx \cdot \frac{y_{pi}}{\sum_i^n y_{pi}^2} \pm My \cdot \frac{x_{pi}}{\sum_i^n x_{pi}^2}$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n_p}$$

$$V_{yi} = \frac{F_y}{n_p}$$

$$V = \sqrt{V_{xi}^2 + V_{yi}^2}$$

Essendo:

F_x, F_y, F_z, M_x, M_y azioni e coppie risultanti al baricentro della palificata, determinate con analisi globale;

N_i, V_{xi}, V_{yi}, V_i azioni assiale e orizzontali agenti in testa al palo iesimo;

n_p numero di pali della palificata;

x_{pi}, y_{pi} coordinate del palo iesimo rispetto al baricentro della palificata.

Di seguito si riepilogano gli involuipi delle azioni massime e minime agenti in testa ai pali di fondazione:

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	2357	2357	1848	1748	1640	1359
Azione assiale minima	Nmin	645	1435	645	1061	1129	1133
Azione trasversale massima	Vmax	415	344	415	256	220	168

8.2 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche pali di fondazione

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui pali è stato ipotizzato un modello di palo immerso in suolo alla Winkler, caratterizzato da costante di reazione orizzontale k_h costante con la profondità.

Nell'ipotesi di palo incastrato in sommità, il momento massimo viene attinto all'incastro con il plinto di fondazione e vale:

$$M_{max} = V_i \times (L_0 + H) / 2$$

Essendo L_0 la lunghezza elastica del palo pari a:

$$L_0 = [4 \times E_p \times I_p / E_s]^{0.25}$$

E_p il modulo di elasticità del palo;

I_p il momento d'inerzia del palo;

E_s Modulo di reazione orizzontale del terreno costante con la profondità, relativo agli strati superficiali, pari a:

$$E_s = 1.5 k_h d;$$

H l'eventuale altezza non collaborante del palo di fondazione.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

La costante di reazione orizzontale è stata assunta in accordo a Broms (1964), che ha correlato k_h al modulo secante E_{50} a metà tensione limite in una prova non drenata:

$$k_h = 1.67 E_{50} / d$$

Usando un valore di E_{50} compreso tra 50 e 200 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (Skempton 1951), si ha:

$$k_h = (80 \div 320) c_u / d$$

Nel caso in esame, considerando una coesione non drenata pari a 120 kPa, per il litotipo LS, che interessa le spalle in esame si ha:

$$k_h = 200 \times 120 / 1.20 = 20000 \text{ kN/m}^3$$

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	E_c	Mpa	33346
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	E_a	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	ν		0.30
Diametro del palo	D_p	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione in cls/malta	I_c	m ⁴	0.1018
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	I_p	m ⁴	0.1018
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	k_t	kN/mc	20000
Lunghezza libera d'inflessione	L_0	m	4.41

Le caratteristiche della sollecitazione prese in conto per le verifiche dei pali di fondazione sono le seguenti:

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SI			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	N_{max}	kN	2357	1848	1748	1640	1359
Sforzo normale minimo	N_{min}	kN	1435	645	1061	1129	1133
Momento flettente massimo - 1° gabbia	M_{max_1a}	kNm	758	915	565	486	370
Momento AMPLIFICATO DEL 20%	M_{max_1a}	kNm	910	1098	678	583	444
Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	V_{max_1a}	kN	344	415	256	220	168
Momento flettente massimo - 2° gabbia	M_{max_2a}	kNm	0	0	0	0	0

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA

	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	27549	17491
Carico verticale medio agente sui pali	1968	1249

8.3 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione

I pali di fondazione delle spalle saranno armati come segue:

- Armature longitudinali: 24 ϕ 26;
- Armature trasversali: spirale ϕ 12/10 (per i primi 4.0 m) e ϕ 12/20 per i metri restanti.

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio relative alla prima gabbia.

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C32/40

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	24	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2357.00	910.00	0.00	0.00	344.00
2	1435.00	910.00	0.00	0.00	344.00
3	1968.00	910.00	0.00	0.00	344.00
4	1848.00	1098.00	0.00	0.00	415.00
5	645.00	1098.00	0.00	0.00	415.00
6	1249.00	1098.00	0.00	0.00	415.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1748.00	678.00	0.00
2	1061.00	678.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1640.00	583.00 (1371.69)	0.00 (0.00)
2	1129.00	583.00 (1096.90)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1359.00	444.00 (1476.24)	0.00 (0.00)
2	1133.00	444.00 (1276.39)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.5 cm
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	2357.00	2328.16	0.00	2356.78	3000.71	0.00	3.297	----
2	S	1435.00	2044.75	0.00	1435.25	2735.70	0.00	3.006	----
3	S	1968.00	2210.91	0.00	1967.86	2891.64	0.00	3.178	----
4	S	1848.00	2173.94	0.00	1848.28	2857.09	0.00	2.602	----
5	S	645.00	1787.32	0.00	644.83	2483.63	0.00	2.262	----
6	S	1249.00	1985.44	0.00	1249.16	2680.11	0.00	2.441	----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00143	0.0	60.0	0.00254	0.0	50.0	-0.00704	0.0	-50.0
2	0.00350	-0.00204	0.0	60.0	0.00242	0.0	50.0	-0.00835	0.0	-50.0
3	0.00350	-0.00167	0.0	60.0	0.00249	0.0	50.0	-0.00757	0.0	-50.0
4	0.00350	-0.00175	0.0	60.0	0.00248	0.0	50.0	-0.00774	0.0	-50.0
5	0.00350	-0.00271	0.0	60.0	0.00229	0.0	50.0	-0.00978	0.0	-50.0
6	0.00350	-0.00217	0.0	60.0	0.00240	0.0	50.0	-0.00864	0.0	-50.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000095802	-0.002248122	----	----

CA-356

Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole

2	0.000000000	0.000107688	-0.002961307	----	----
3	0.000000000	0.000100617	-0.002537007	----	----
4	0.000000000	0.000102140	-0.002628412	----	----
5	0.000000000	0.000120703	-0.003742199	----	----
6	0.000000000	0.000110322	-0.003119291	----	----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [kN] = proiezi. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz. del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	3097.77	1893.08	93.3	105.9	21.80°	1.115	0.0	23.0(0.0)
2	S	0.00	2919.41	1913.33	94.3	102.9	21.80°	1.070	0.0	23.0(0.0)
3	S	0.00	3018.86	1903.11	93.8	104.4	21.80°	1.096	0.0	23.0(0.0)
4	S	0.00	3002.73	1903.11	93.8	104.4	21.80°	1.090	0.0	23.0(0.0)
5	S	0.00	2754.75	1934.02	95.3	99.6	21.80°	1.031	0.0	23.0(0.0)
6	S	0.00	2894.66	1913.33	94.3	102.9	21.80°	1.061	0.0	23.0(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.33	0.0	0.0	-44.4	0.0	-50.0	1617	26.5	13.1	1.00
2	S	5.52	0.0	0.0	-84.0	0.0	-50.0	2051	37.2	13.1	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.57	0.0	0.0	-32.4	0.0	-50.0	1450	26.5	13.1	1.00
2	S	4.68	0.0	0.0	-58.1	0.0	-50.0	2051	37.2	13.1	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
S1	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/S2) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4*Ss/Es è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 * e sm * srm . Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]

MY fess.		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-1.5	0	0.125	26	92	-4.536	0.00006 (0.00006)	281	0.029 (0.30)	1371.69	
2 0.00	S	-1.9	0	0.125	26	92	-2.540	0.00011 (0.00011)	282	0.053 (0.30)	1096.90	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.48	0.0	0.0	-20.6	0.0	-50.0	1279	26.5	13.1	0.50
2	S	3.49	0.0	0.0	-29.6	0.0	-50.0	1707	37.2	13.1	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-1.1	0	0.125	26	92	-4.527	0.00004 (0.00004)	273	0.018 (0.20)	1476.24	
2 0.00	S	-1.3	0	0.125	26	92	-3.132	0.00006 (0.00006)	270	0.026 (0.20)	1276.39	

Come è possibile evincere tutte le verifiche agli SLU ed SLE sono soddisfatte.

8.4 Dimensionamento delle singole membrature delle spalle

Il dimensionamento delle singole membrature è stato effettuato attraverso la risoluzione di schemi locali appresso dettagliati.

In tutti i casi, le verifiche a fessurazione sono state effettuate per via indiretta confrontando le tensioni agenti sull'acciaio con le tensioni ammissibili funzione dell'aggressività dell'ambiente e del diametro delle barre adottate.

I risultati delle verifiche sono riportate tra gli allegati.

Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.

8.4.1 Zattera di fondazione

Il dimensionamento della mensola anteriore della zattera di fondazione è stato effettuato con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone), sollecitata dalla reazione del palo maggiormente caricato (palo di spigolo).

8.4.2 Mensola posteriore

La verifica della mensola posteriore della zattera di fondazione è stata eseguita con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone), soggetta al peso proprio ed al peso del rinterro, e soggetta alle azioni stabilizzanti trasmesse dai pali di fondazione.

8.4.3 Muro frontale

Il dimensionamento del muro frontale è stato effettuato considerando il modello di trave a mensola incastrata alla quota di estradosso della zattera di fondazione.

Le analisi e le verifiche sono relative ad una sezione di larghezza unitaria.

Per semplicità ed a favore di sicurezza, le verifiche del muro frontale sono state condotte a flessione semplice trascurando il contributo stabilizzante offerto dallo sforzo normale.

8.4.4 Paraghiaia

La verifica del Paraghiaia è stata effettuata considerando le sollecitazioni derivanti dal peso proprio, dalla spinta delle terre, dalle spinte esercitate dal sovraccarico accidentale sul terrapieno, da un asse di carico Q_{1k} da 300 kN supposto agente in testa al paraghiaia e da una forza di frenatura convenzionale pari a 180 kN (60% di Q_{1k}) sempre applicata in testa al paraghiaia (vedi figura seguente).

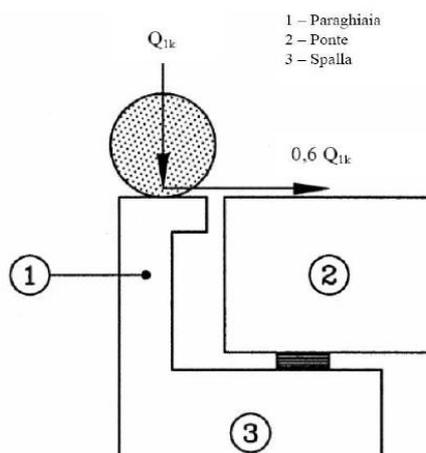


Figura 8.2. Carichi da traffico su muri paraghiaia

Inoltre, sono state valutate le sollecitazioni relative alla fase sismica, generate dalle forze inerziali, dall'incremento di spinta delle terre e dalle azioni direttamente trasmesse dal ritegno longitudinale.

La spinta delle terre in condizioni di esercizio, è stata valutata con riferimento al coefficiente di spinta a riposo K_0 .

Conformemente alle circolari alle NTC2018 (§C.5.1.3.3.5.1), il sovraccarico accidentale da traffico è costituito dal carico Q_{1k} supposto distribuito su un impronta di 3.0×2.20 .

Questo carico è stato supposto diffuso a 30° lungo il terrapieno fino alla base del paraghiaia.

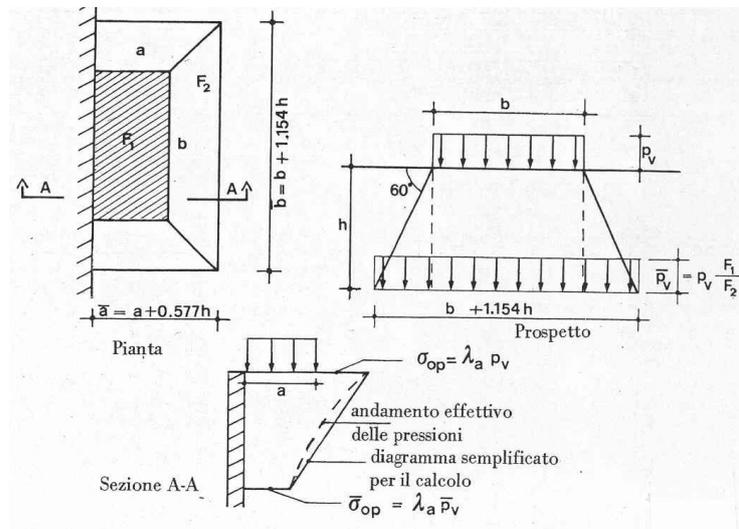


Figura 8.3. Schema di diffusione del sovraccarico accidentale.

La pressione dovuta al sovraccarico quindi decresce come indicato nella sezione A-A di Figura 8.3 interessando però una larghezza sempre maggiore di paraghiaia. Considerando il contributo di una sola colonna di carico, la larghezza collaborante di muro è pari a $(b + 1.154h + 2.00)$.

8.4.5 Muri di risvolto

Il calcolo è relativo al muro di maggiore altezza. Lo schema di calcolo adottato è quello di piastre rettangolari incastrate alla base in corrispondenza della zattera di fondazione e su un lato in corrispondenza del muro frontale. I muri sono soggetti alla spinta delle terre, alle spinte dovute ai sovraccarichi accidentali sul terrapieno in esercizio, ed alle forze inerziali ed all'incremento di spinta delle terre in fase sismica.

Il calcolo delle sollecitazioni generate dalla spinta delle terre, dal sovraccarico accidentale, ipotizzato presente a livello del piano viario, e dal sisma, è stato effettuato utilizzando le tabelle proposte da R. Bares nel testo "Calcolo di Lastre e Piastre con la teoria elastica lineare" (vedi Tab. 1.41 – 1.97). Il calcolo della spinta delle terre è stato condotto con riferimento al coefficiente di spinta a riposo k_0 .

Nel caso in cui è presente una bandiera all'estremità verticale libera del muro si considerano i momenti orizzontali trasmessi al muro di risvolto, valutati con schema di trave a mensola:

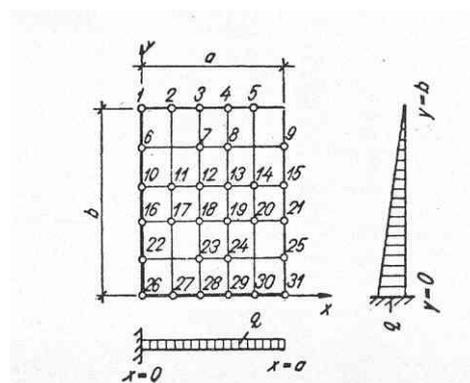


Figura 8.4. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico variabile linearmente con la profondità).

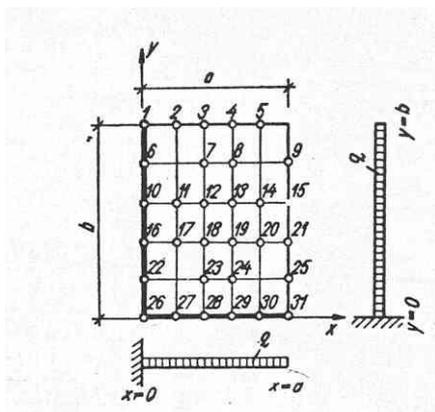


Figura 8.5. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico uniformemente ripartito).

8.4.6 Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono state condotte per tutte le membrature, ad eccezione delle mensole anteriori e posteriori delle spalle, caratterizzate da comportamento a mensola tozza.

I tagli di calcolo sono stati confrontati con le resistenze delle singole membrature, valutate in assenza di specifiche armature trasversali; laddove la verifica fornisce esito negativo, sono state dimensionate le armature trasversali in grado di garantire la soddisfazione delle verifiche.

9 VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

9.1 Apparecchi di appoggio

9.1.1 Carichi verticali trasmessi dall'impalcato

I carichi verticali sono stati valutati con i specifici modelli di calcolo utilizzati per il dimensionamento dell'impalcato.

Di seguito si riepilogano i carichi verticali trasmessi agli appoggi per ciascuna azione elementare, e la successiva combinazione secondo quanto precedentemente illustrato:

Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari

Condizione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili Max	Carichi mobili Min
SPA	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	148.9	1442.6	
SPB	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	148.9	1442.6	

Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni

Fattori moltiplicativi

Combinazione n.

SLE-QP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-RARA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00
SLU-STR	1.35	1.35	1.20	1.20	1.20	0.90	0.90	0.90	1.35	1.35
SLU-SIS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE-FREQ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00	0.75	0.75

Carichi trasmessi agli appoggi

Combinazione SLE-QP											MAX	MIN
Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3552.9	3552.9
SPB	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3552.9	3552.9

Combinazione SLE-RARA

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	89.3	1442.6	0.0	5084.9	3463.6
SPB	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	89.3	1442.6	0.0	5084.9	3463.6

Combinazione SLU-STR

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	3643.4	1153.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0	1947.6	0.0	6877.9	4662.5
SPB	3643.4	1153.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0	1947.6	0.0	6877.9	4662.5

Combinazione SLU-SIS

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3552.9	3552.9
SPB	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3552.9	3552.9

Combinazione SLE-FREQ

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1082.0	0.0	4634.9	3552.9
SPB	2698.8	854.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1082.0	0.0	4634.9	3552.9

I carichi verticali sono ampiamente compatibili con le resistenze Fzd dei dispositivi di appoggio previsti.

9.1.2 Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato

I carichi orizzontali sono stati valutati con lo specifico foglio di calcolo utilizzato per il dimensionamento delle sottostrutture.

I carichi massimi SLU sugli appoggi reagenti alle azioni orizzontali, sono relativi alla combinazione sismica.

Di seguito si riepilogano i carichi orizzontali longitudinali e trasversali trasmessi agli appoggi per ciascuna azione elementare significativa, e la successiva combinazione secondo quanto precedentemente illustrato:

CARICHI ORIZZONTALI LONGITUDINALI TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO					
Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari					
Condizione n.					
VL	Allineamenti	1	2	3	
		Sisma trasversale	Sisma longitudinale	Forze Parassite	
trave DX	SPA		1609.9	106.6	
	SPB			106.6	
trave SX	SPA		1609.9	106.6	
	SPB			106.6	
Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni					
Fattori moltiplicativi					
Combinazione n.					
	SLU-SIS X	0.30	1.00	1.00	
Carichi trasmessi agli appoggi					
Combinazione SLU-SIS X					
	Allineamenti	Sisma trasversale	Sisma longitudinale	Forze Parassite	Sommano
trave DX	SPA	0.0	1609.9	106.6	1716.5
	SPB	0.0	0.0	106.6	106.6
trave SX	SPA	0.0	1609.9	106.6	1716.5
	SPB	0.0	0.0	106.6	106.6

CARICHI ORIZZONTALI TRASVERSALI TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO					
Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari					
VT	Condizione n.	1	2	3	
		Sisma	Sisma	Forze	
	Allineamenti	trasversale	longitudinale	Parassite	
trave DX	SPA				
	SPB				
trave SX	SPA	520.1			
	SPB	520.1			
Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni					
Fattori moltiplicativi					
Combinazione n.					
	SLU-SIS Y	1.00	0.30	1.00	
Carichi trasmessi agli appoggi					
Combinazione SLU-SIS Y					
	Allineamenti	Sisma trasversale	Sisma longitudinale	Forze Parassite	Sommano
trave DX	SPA	0.0	0.0	0.0	0.0
	SPB	0.0	0.0	0.0	0.0
trave SX	SPA	520.1	0.0	0.0	520.1
	SPB	520.1	0.0	0.0	520.1

9.2 Escursioni degli apparecchi di appoggio e dei giunti di dilatazione

Le escursioni longitudinali dell'impalcato considerate per il dimensionamento di apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione fanno riferimento alla norma EN 1991-1-5. In particolare, si considera un variazione termica aggiuntiva di $\pm 20^\circ$:

Dati	Var	unità	imp	archi
Distanza tra punto fisso e giunto di dilatazione	DL	m	52.00	52.00
Tipologia di impalcato	Type		2	1
Coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05	1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15	15
Temperatura massima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.43	41.43
Temperatura minima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-7.59	-7.59
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	150	150
Zona climatica	Z		II	II
deformazione totale finale per ritiro	ϵ_{CS}		0.00015	0.00015

Risultati	Var	unità		
Temperatura massima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmax	[°]	41.1	41.1
Temperatura minima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmin	[°]	-8.4	-8.4
Temperatura massima del ponte	Te,max	[°]	45.1	57.1
Temperatura minima del ponte	Te,min	[°]	-4.4	-0.4
Massima variazione termica in contrazione: $DTN,con = T0 - Te,min$	$\Delta TN,con$	[°]	19.4	15.4
Massima variazione termica in espansione: $DTN,exp = Te,max - T0$	$\Delta TN,exp$	[°]	30.1	42.1
Variazione termica complessiva: $DTn = Te,max - Te,min$	ΔTN	[°]	49.6	57.6
Massima variazione termica in contrazione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,con_g$	[°]	39.4	35.4
Massima variazione termica in espansione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,exp_g$	[°]	50.1	62.1

Massima contrazione longitudinale per ritiro	$\Delta l_{rit,con}$	mm	-8	-8
Massimo contrazione longitudinale per var. termica uniforme	$\Delta l_{max,con}$	mm	-20	-18
escursione complessiva di contrazione	$\Delta l_{max,con}$	mm	-28	-26
Massima espansione longitudinale per var. termica uniforme	$\Delta l_{max,exp}$	mm	26	32
escursione complessiva longitudinale	Δl_{tot}	mm	54	59
escursione complessiva longitudinale di progetto	Δl_{tot}	mm	100	100

In accordo alla normativa EN 1337 si adotta per gli apparecchi di appoggio una corsa minima di 100 mm in direzione longitudinale.

9.3 Riepilogo caratteristiche di progetto dispositivi di vincolo e giunti

Di seguito si riepilogano le caratteristiche di progetto prescritte per gli apparecchi di appoggio e per i giunti di dilatazione:

LEGENDA

APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO

VF	APPARECCHIO FISSO
VUT	APPARECCHIO UNI TRASVERSALE
VUL	APPARECCHIO UNI LONGITUDINALE
VM	APPARECCHIO MOBILE

CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI APPARECCHI DI APPOGGIO

N_{sd} SLU	MASSIMO CARICO VERTICALE SLU
V_l SLU	MASSIMO CARICO ORIZZONTALE LONGITUDINALE SLU
V_t SLU	MASSIMO CARICO ORIZZONTALE TRASVERSALE SLU
S_{long}	SCORRIMENTO IN DIREZIONE LONGITUDINALE
S_{trasv}	SCORRIMENTO IN DIREZIONE TRASVERSALE

CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI GIUNTI DI DILATAZIONE

$S_{long\ tot}$	SCORRIMENTO COMPLESSIVO IN DIREZIONE LONGITUDINALE
$S_{trasv\ tot}$	SCORRIMENTO COMPLESSIVO IN DIREZIONE TRASVERSALE
B_{cord_sx} O B_{cord_sx}	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE DI CORDOLO O MARCIAPIEDE IN CORRISPONDENZA ELEMENTO MARGINALE SX O INTERNO
B_{piat}	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE IN ELASTOMERO ARMATO DA DISPORRE IN CORRISPONDENZA PIATTAFORMA STRADALE
B_{cord_dx} O B_{cord_est}	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE DI CORDOLO O MARCIAPIEDE IN CORRISPONDENZA ELEMENTO MARGINALE DX O ESTERNO

PO02

APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO

Allineamento	Tipo	TRAVE SINISTRA					TRAVE DESTRA							
		N _s sl _u [kN]	V _l SLU [kN]	V _t SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{rasv} ± [mm]	rot [rad]	N _s sl _u [kN]	V _l SLU [kN]	V _t SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{rasv} ± [mm]	rot [rad]	
SPA	VF	7500	2250	2250			0.010	VUT	7500	2250			25	0.010
SPB	VUL	7500		750	100		0.010	VM	7500			100	25	0.010

GIUNTI DI DILATAZIONE

Allineamento	S _{long} tot [mm]	S _{rasv} tot [mm]	B _{cord_int} [m]	B _{plat} [m]	B _{cord_est} [m]
SPA	200	50	2.38	14.12	2.38
SPB	200	50	2.38	14.12	2.38

10 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI

In accordo alle NTC2018 le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite di sfilamento del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Stabilità globale.

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate esclusivamente nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, mentre vengono omesse per fondazioni che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

Le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) sono illustrate nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Relativamente agli stati limite di esercizio (SLE) è stata effettuata una stima del cedimento del palo singolo e della palificata soggetti a carichi verticali.

10.1 Criteri di Calcolo

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali, trasversali e di sfilamento), sono state effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi parziali A1, M1, R3 definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, precedentemente illustrate, 6.4.II e 6.4.VI:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

10.1.1 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione

Deve essere:

$$Fcd \leq Rcd$$

Dove:

Fcd è il carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

Rcd la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

Essendo:

Rbd = Rbk / γ_b la resistenza alla base di progetto;

Rsd = Rsk / γ_s la resistenza laterale di progetto;

Wp il peso del palo alleggerito;

γ_b, γ_s coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

Rbk = $Min [(Rbc, cal)_{media} / \xi_3; (Rbc, cal)_{min} / \xi_4]$ la resistenza alla punta caratteristica;

Rsk = $Min [(Rsc, cal)_{media} / \xi_3; (Rsc, cal)_{min} / \xi_4]$ la resistenza laterale caratteristica;

ξ_3, ξ_4 coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Rb,cal ed Rs,cal rappresentano le resistenze alla base e laterale di calcolo del palo valutate con la seguenti espressioni:

$$R_{b,cal} = qb A_p \quad \text{la resistenza alla punta e:}$$

$$R_{s,cal} = \sum^n q_{s_i} A_{l_i} \quad \text{la resistenza laterale}$$

i è lo strato iesimo attraversato dal palo ed n il numero totale degli strati.

10.1.1.1 Unità a comportamento coesivo (Argille e limi)

La verifica è effettuata in termini di tensioni totali.

La resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$qb = \sigma_v + 9 cu$$

essendo σ_v la tensione verticale totale alla quota della base del palo e cu la coesione non drenata del terreno di fondazione alla base.

Relativamente alla resistenza laterale, il valore di q_{s_i} viene determinato come:

$$q_{s_i} = \alpha_i c_{ui}$$

Essendo:

α un coefficiente riduttivo della coesione non drenata c_u , variabile secondo quanto suggerito da AGI (1984) per pali trivellati:

Tipo di palo	Valori di c_u [kPa]	Valori di α
Trivellato	$c_u < 25$	0.9
	$25 \leq c_u < 50$	0.8
	$50 \leq c_u < 75$	0.6
	$c_u \geq 75$	0.4

Tabella 10.1 – Valori di α (AGI 1984)

10.1.1.2 Unità a comportamento incoerente (Sabbie, Sabbie limose e Ghiaie)

La verifica è effettuata in termini di tensioni efficaci.

Per pali trivellati di grande diametro la resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$qb = Nq^* \times \sigma_v'$$

Nq^* è il coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere di un cedimento alla base del palo pari a $(0.06 - 0.1) D$ valutato secondo Berezantzev (1965), e σ_v' la tensione verticale alla base del palo in termini di tensioni efficaci.

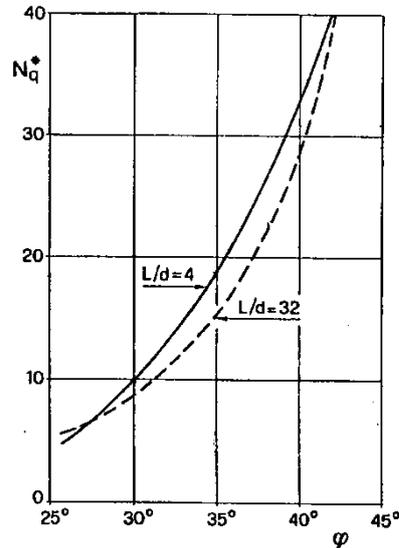


Figura 10.1 – Coefficienti Nq^* (Berezantzev, 1965), corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base

In ogni caso è stato assunto per q_b un valore limite $q_{b,max}$ pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione [Gwizdala (1984), Reese&O'Neill (1988) e Matsui (1993)]:

$$q_{b,max1} = (Nspt)_m \times \alpha_N \text{ (kPa)}$$

Essendo:

α_N un coefficiente empirico pari a:

$$\alpha_N = 150 \text{ per ghiaie} \quad \alpha_N = 120 \text{ per sabbie} \quad \alpha_N = 85 \text{ per sabbie limose}$$

$(Nspt)_m$ Il valore di $Nspt$ medio su un tratto pari a $1.5 D$ al di sopra e al di sotto della base del palo.

e dalla seguente tabella:

$$q_{b,max2} = 7500 \text{ per ghiaie} \quad q_{b,max2} = 5800 \text{ per sabbie} \quad q_{b,max2} = 4300 \text{ per sabbie limose}$$

La resistenza unitaria laterale q_{s_i} viene determinato in accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) come:

$$q_{s_i} = \sigma_v'_m \beta(z) \leq q_{s,max}$$

essendo:

$\sigma_v'_m$ il valore della tensione verticale determinata alla quota media dello strato considerato;

β coefficiente empirico;

$q_{s,max}$ tensione tangenziale ultima consigliabile.

In accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) al coefficiente empirico β possono essere assegnati i seguenti valori:

$1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.42 z^{0.34} \geq 0.25$ per i depositi sabbiosi

$1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 z^{0.75} \geq 0.25$ per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi

In accordo a Reese & Wright (1977) nel caso di pali trivellati a fango, il valore di $q_{s,max}$ è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$q_{s,max} = 3 \times N_{spt}$ (kPa) per $N_{spt} \leq 53$

$q_{s,max} = 142 + 0,32 \times N_{spt}$ (kPa) per $N_{spt} > 53$

10.1.1.3 Unità rocciose

Per pali trivellati di grande diametro in roccia, il Canadian Foundation Manual (1978) suggerisce questa espressione per la portata ammissibile alla base:

$$q_{b_{amm}} = K_{sp} \times q_u$$

con:

$$K_{sp} = \frac{3 + c/B}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{\delta}{c}}}$$

Dove:

K_{sp} coefficiente empirico compreso tra 0.1 e 0.4, che dipende dalla spaziatura e include un fattore di sicurezza pari a 3;

q_u valore medio della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa (determinata su campioni di roccia intatta);

c spaziatura delle discontinuità;

δ apertura delle discontinuità;

B diametro del palo.

Poulos e Davis in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali, 1980", sulla base dei dati empirici forniti da Thorne (1977), suggeriscono una pressione massima ammissibile alla punta dell'ordine di $0.3 q_{um}$ (resistenza monoassiale alla compressione) che sembrerebbe abbastanza prudente per quasi tutte le argilliti rigonfie. Anche in questo caso, il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che, tali valori, generalmente, implicano un coefficiente di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate o con fratture a brevi intervalli, e 12 o più per rocce integre.

Sulla base di quanto sopra, la resistenza unitaria alla base è stata assunta pari a:

$$q_{b_{amm}} = 3 K \times q_u$$

dove K è un coefficiente cautelativamente assunto pari a 0.20, sulla scorta di quanto precedentemente espresso.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

La resistenza unitaria laterale q_s , per pali trivellati in roccia, viene determinata impiegando l'espressione suggerita da Horvath e Kenney (1989):

$$q_s = 6.656 \cdot \sqrt{q_u} \quad (kPa)$$

10.1.2 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione

L'interasse tra i pali è fissato ad un valore non minore di tre volte il loro diametro.

La resistenza ai carichi verticali $R_{cd,gr}$ del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = \eta n R_{cd}$$

In cui:

η è l'efficienza del gruppo di pali;

n Il numero complessivo di pali del gruppo.

R_{cd} la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 10.1.1.

Per palificate in terreni incoerenti e interassi usuali (non minori di tre volte il diametro dei pali), l'efficienza è sempre maggiore dell'unità e nel progetto viene assunta pari ad uno. In questi casi, la verifica di collasso per carico limite del palo singolo è certamente più gravosa di quella relativa al gruppo che, pertanto, viene omessa.

Per palificate in terreni coesivi, l'efficienza del gruppo di pali risulta minore dell'unità.

Il valore dell'efficienza è stato determinato attraverso la nota formula empirica di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m - 1)n + (n - 1)m}{\pi/2 \quad m n}$$

In cui:

d diametro dei pali;

i interasse tra i pali;

m numero di file di pali;

n numero di pali per ciascuna fila.

La verifica si ritiene soddisfatta se:

$$N_{\max \text{ SLU}} \leq R_{cd,gr}$$

Dove:

$N_{\max \text{ SLU}}$ è il massimo carico verticale agli SLU-STR o SLV agente sulla palificata.

10.1.3 Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione

Deve essere:

$$F_{td} \leq R_{td}$$

Dove:

F_{td} è il carico assiale di trazione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

R_{td} la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = 0.7 R_{sd} + W_p$$

Essendo:

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ la resistenza laterale di progetto;

W_p il peso del palo alleggerito;

γ_b, γ_s coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

R_{sk} la resistenza laterale caratteristica, valutata secondo quanto illustrato al paragrafo 10.1.1.

Come è possibile evincere per le verifiche a carichi di trazione si assume una resistenza laterale pari al 70% della corrispondente valutata per pali in compressione.

10.1.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

Deve essere:

$$F_{trd} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

F_{trd} è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$R_{tr,d}$ la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$ la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;

γ_T coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di apli soggetti a carichi trasversali, fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018, precedentemente illustrata;

$R_{tr,k} = \text{Min} [(R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4]$ la resistenza laterale caratteristica ai carichi orizzontali allo SLU;

ξ_3, ξ_4 coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

$R_{tr,cal}$ rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali H_{lim} valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".

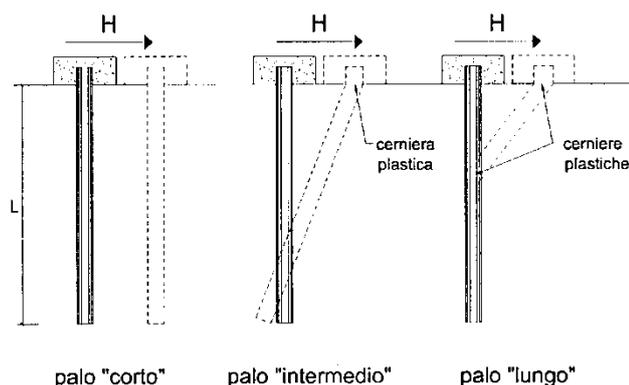


Figura 10.2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

10.1.4.1 Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 D$ e costante con valore $9 c_u D$ per profondità maggiori.

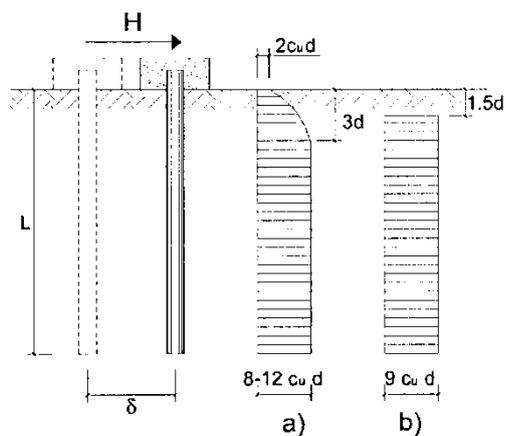


Figura 10.3 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

Nella figura seguente si riportano gli schemi di calcolo per i tre meccanismi di rottura precedentemente illustrati:

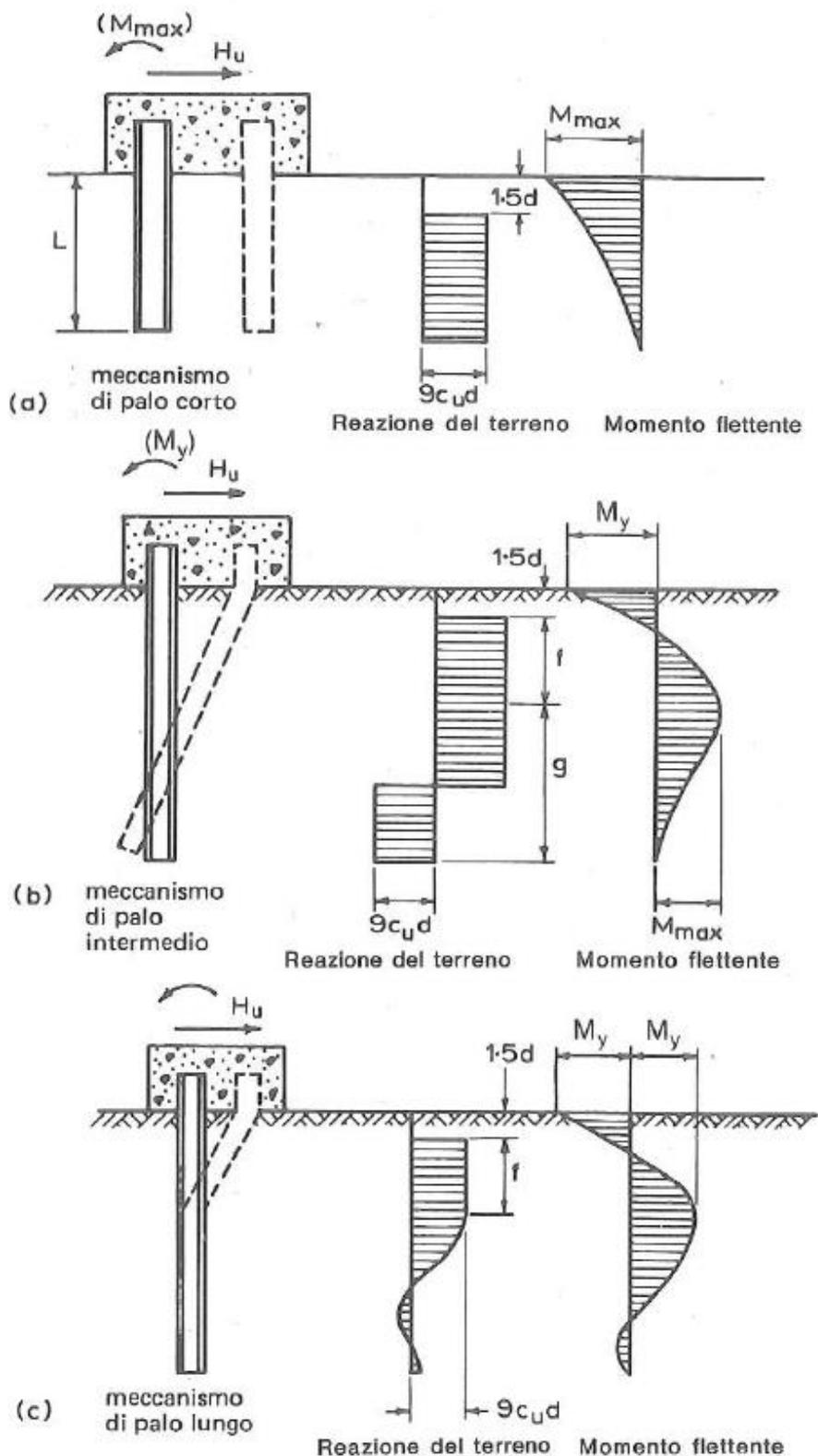


Figura 10.4 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni coesivi (Broms, 1984).

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \lim = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di $H \lim$ si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \lim = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \lim \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

10.1.4.2 Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

k_p il coefficiente di spinta passiva;

z la profondità da piano campagna;

γ il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume γ' .

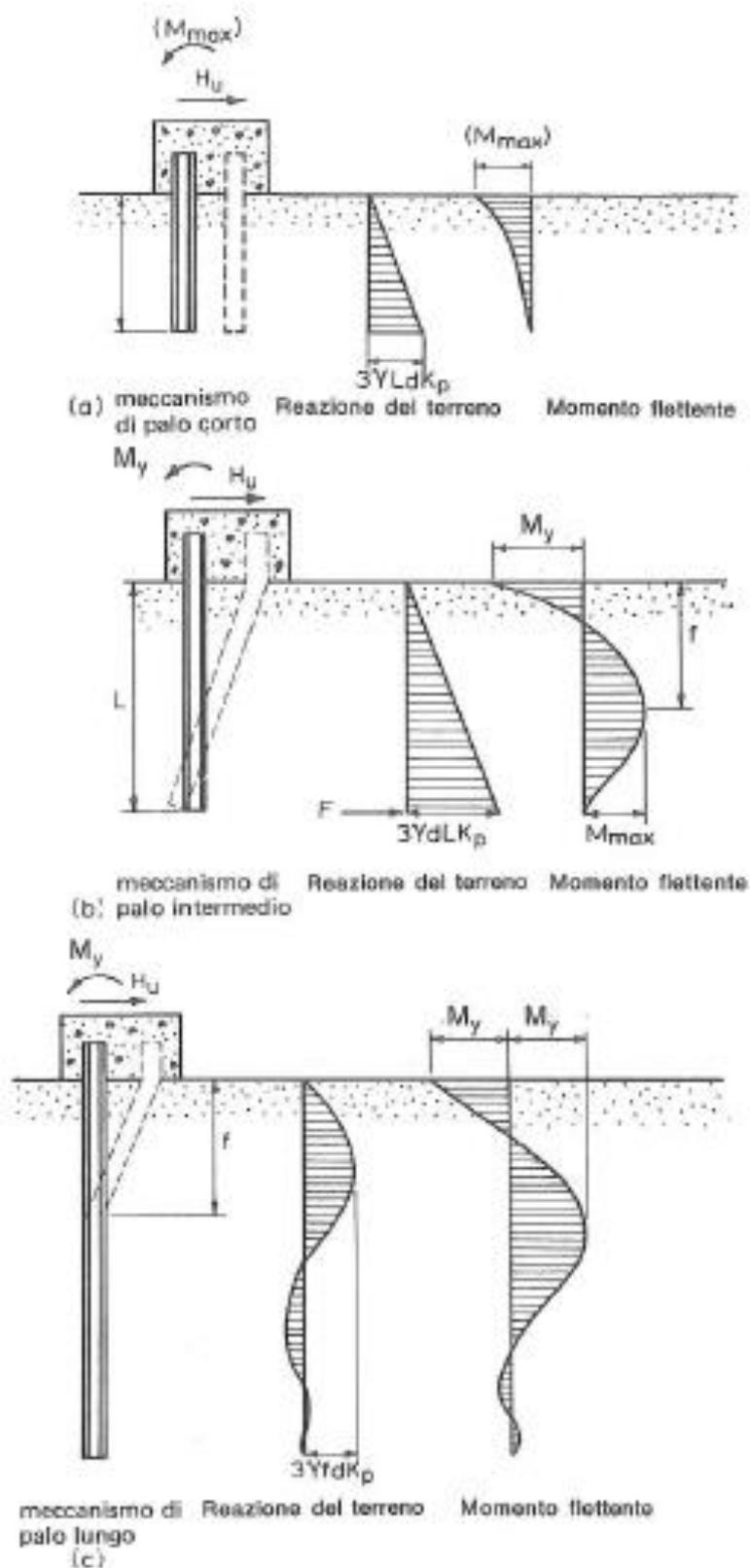


Figura 10.5 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni incoerenti (Broms, 1984).

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{\text{lim}} = 1.5k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{\text{lim}} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{\text{lim}} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{\text{lim}} = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left(\frac{2M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

10.1.5 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale

La resistenza ai carichi trasversali $R_{cd,gr}$ del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{tr,dgr} = \eta n R_{tr,d1}$$

In cui:

η_{tr} è l'efficienza del gruppo di pali;

n Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{tr,d1}$ la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 10.1.1, per un valore del momento di plasticizzazione corrispondente allo sforzo normale medio agente sui pali della palificata

Il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

"Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5."

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per il caso di interesse, relativo a pali disposti ad interasse non minore di 3 diametri si ritiene possibile considerare $\eta_{tr} = 80\%$.

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 10.6 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 10.9 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.



Figura 10.6 – Schema A – Pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 10.7.

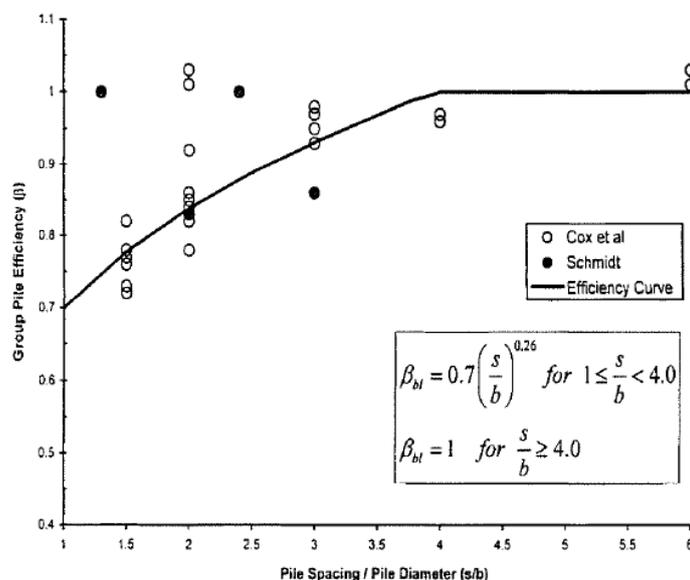


Figura 10.7 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali frontali

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 10.8.

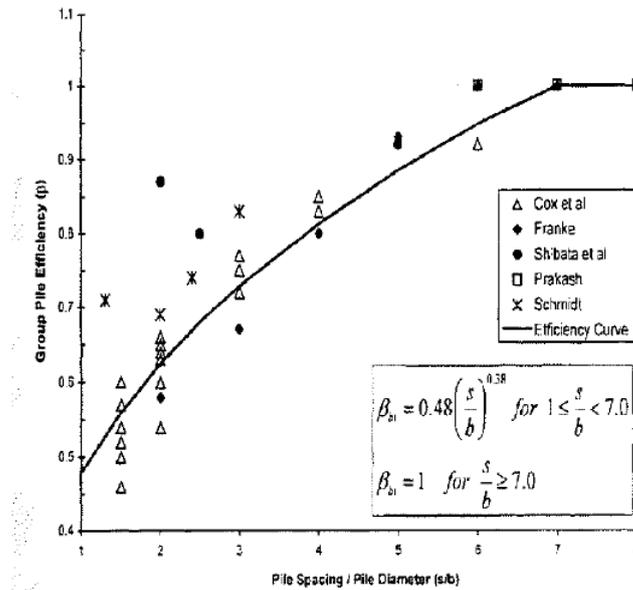


Figura 10.8 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali retrostanti

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

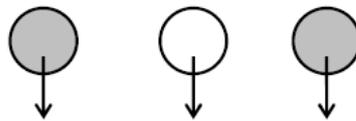


FIGURA 6-12: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Figura 10.9 – Schema B – Pali affiancati

Tale riduzione di "p" in funzione del rapporto s/D (s = interasse dei pali, D = diametro del palo) può essere ricavata dalle indicazioni fornite in Figura 10.10.

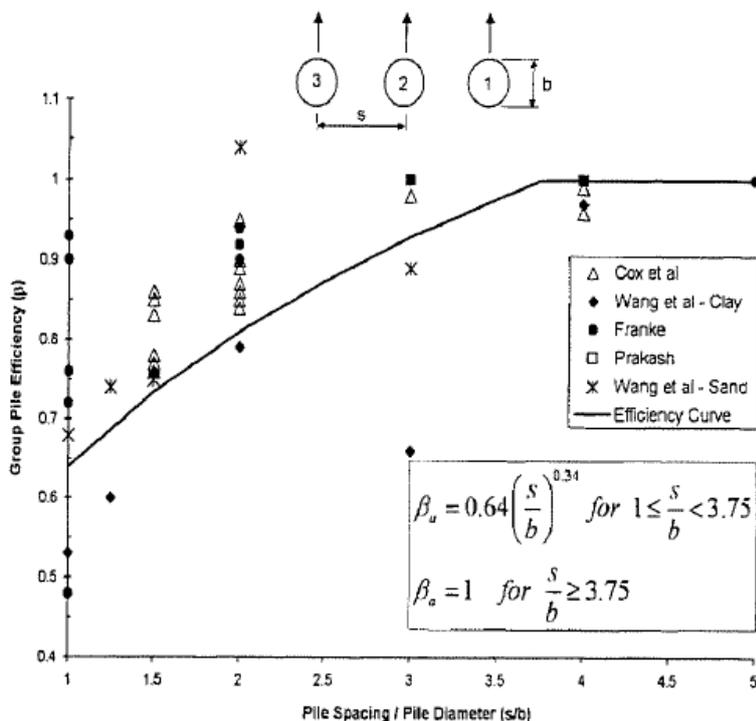


Figura 10.10 – Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione del carico

Con riferimento alle geometrie maggiormente ricorrenti per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo sono dell'ordine del 10-20%.

Nel caso in esame si considera un incremento massimo delle sollecitazioni sul palo singolo pari al 20%.

10.1.6 Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato

Il calcolo dei cedimenti del palo singolo è stato effettuato in accordo al metodo proposto da Poulos.

Il terreno viene assunto omogeneo con modulo di Young e coefficiente di Poisson costanti.

Il metodo distingue due casi:

- floating pile, ovvero "palo sospeso";
- end bearing, ovvero palo ammorsato su un terreno più rigido.

Per entrambi i casi, il cedimento in testa al palo può essere stimato con sufficiente accuratezza, nell'ipotesi di palo deformabile in un semispazio elastico, attraverso la seguente relazione:

$$w_1 = \frac{PI}{E_S d}$$

nella quale:

w_1 cedimento del palo isolato;

P carico assiale applicato;

$I_{floating\ pile} = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$;

End bearing = $l_0 \cdot R_K \cdot R_b \cdot R_v$;

l_0 fattore di influenza (per un palo rigido in un semispazio elastico per $\nu = 0.5$)

R_K fattore correttivo che tiene conto della compressibilità del palo;

R_h fattore correttivo che tiene conto della profondità (finita) del substrato rigido;

R_b fattore correttivo caso End Bearing funzione del rapporto L/d e E_B/E_s ;

R_v fattore correttivo del coefficiente di Poisson;

h altezza totale dello strato di terreno;

E_s modulo elastico del terreno (assunto un valore pari alla media pesata secondo lo spessore degli strati attraversati dal palo).

Di seguito si riporta il significato dei simboli per i parametri delle correlazioni grafiche:

d_b diametro del palo alla base;

d diametro del palo in testa;

L lunghezza del palo;

K rapporto tra i moduli di elasticità del materiale costituente il palo e del terreno.

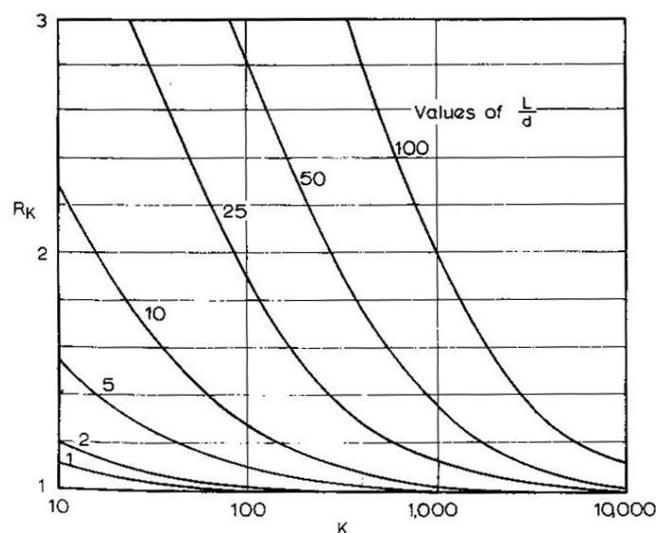
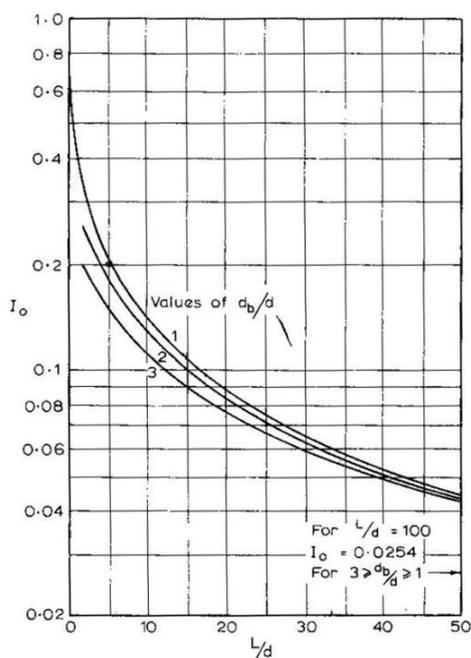


Figura 10.11 – fattori correttivi l_0 ed R_K

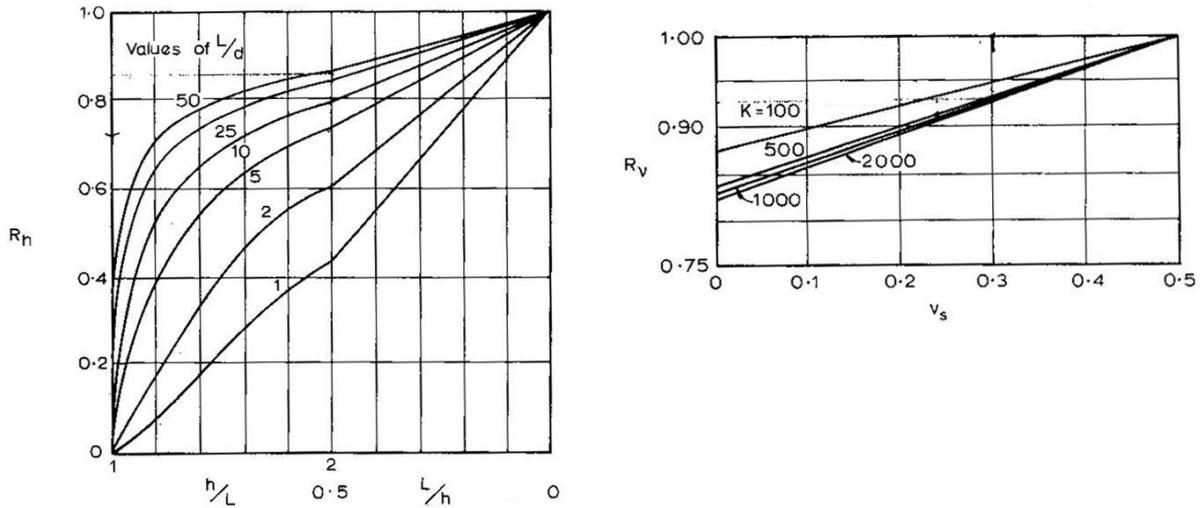


Figura 10.12 – fattori correttivi R_h ed R_v

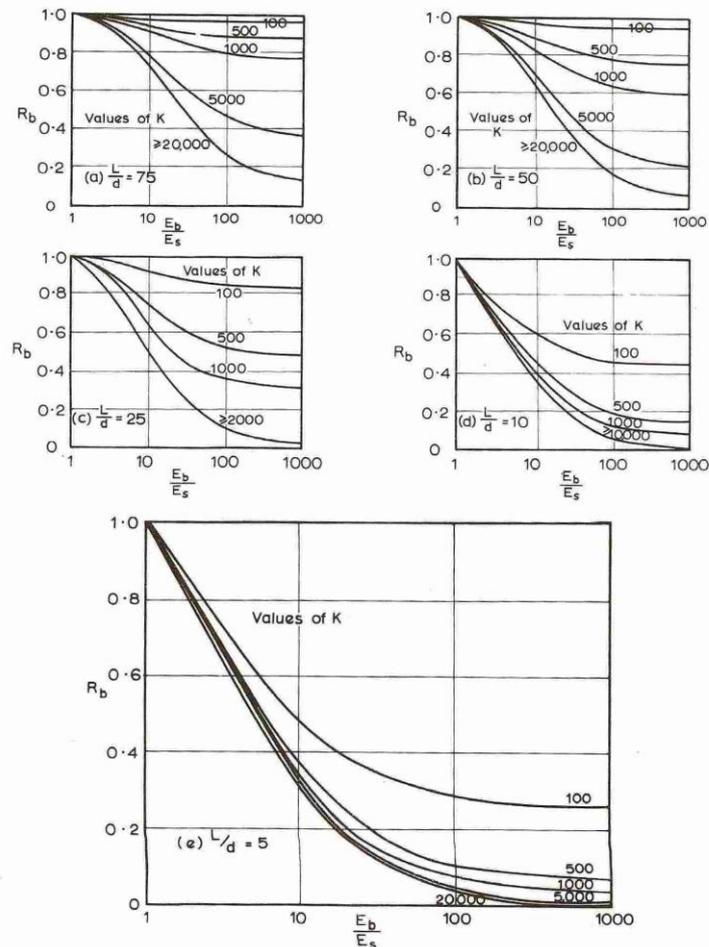


Figura 10.13 - fattore correttivo R_b : caso end-bearing

10.1.7 Verifiche SLE - Cedimenti della palificata

Il calcolo dei cedimenti della palificata viene effettuato a partire dal cedimento del palo singolo w_1 valutato a parità di carico medio per palo, attraverso la seguente espressione suggerita da AGI (1984), relativa al caso di pali trivellati:

$$w = w_1 \left(\frac{0.6B}{0.3B + 0.3} \right)^2$$

In cui B è la dimensione minima in pianta della palificata espressa in metri.

10.2 Applicazione al caso in esame

Si omettono le verifiche di stabilità globale delle fondazioni su pali del viadotto, che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

10.2.1 Caratteristiche delle opere di fondazione su pali

Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto su pali trivellati $\phi 1200$, collegati in testa da rigide zattere di fondazione di altezza pari a 1.5 m.

Per le spalle sono previsti pali disposti secondo una maglia rettangolare (14: 7 x 2), garantendo una distanza minima tra gli assi dei pali pari a 3.60 m (3D).

10.2.2 Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto

Di seguito si riepilogano le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto impiegati nel dimensionamento delle fondazioni su pali.

Inoltre, è indicato il numero delle verticali indagate, utile al dimensionamento dei pali.

VIADOTTO: PO02 Numero delle verticali indagate spinte a profondità utile al dimensionamento dei pali 1

Allineamento: SPALLE

Profondità falda da piano di campagna zw m 9

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Strato n.	Da [m]	A [m]	Unità	PARAMETRI DI RESISTENZA						PARAMETRI DI DEFORMABILITA'						
				VALORI MEDI			VALORI MINIMI			G0 [MPa]	Eed [MPa]	Eoperativo [MPa]				
				γ_{med} [kPa]	$q_{U,med}$ [kPa]	c'_{med} [kPa]	ϕ'_{med} [°]	NSPT	γ_{min} [kPa]	$q_{U,min}$ [kPa]	c'_{min} [kPa]	ϕ'_{min} [°]	NSPT			
1	0.00	12.00	LS	18.7	120		30.0	20	17.4		100	24.4	13			
2	12.00	30.00	AR	21.8	25000		34.0		18.8	8700		28.0				

Tabella 10.2 – Stratigrafie e parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni

10.2.3 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto R_{cd} – Lunghezza del palo (L_p), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto F_{cd} .

I valori di F_{cd} , F_{td} e F_{cdgr} considerati nelle verifiche, sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

La tabelle seguenti illustrano i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni agenti e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole	

RIEPILOGO RISULTATI			PARAMETRI MEDI			PARAMETRI MINIMI			ENV			PALI SOGGETTI A TRAZIONE				
Stratigrafia	Allineamenti	Lp [m]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rcd [kN]	Edc [kN]	c.u. %	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Edt [kN]	c.u. %
STR1	SPALLE	13.0	6088	7392	13398	3592	2572	6057	6057	2357	39%	4344	2621	2621	0	0%

Tabella 10.3 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione (sfilamento)

RIEPILOGO RISULTATI						MEDI	MINIMI	ENV		
Stratigrafia	Allineamenti	D [m]	i [m]	npali	η (%)	Rcd,gr med [kN]	Rcd,gr min [kN]	Rcd,gr [kN]	Edc [kN]	c.u. %
STR1	SPALLE	1.20	3.60	14	72%	135430	61225	61225	27549	45%

Tabella 10.4 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione

10.2.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto $R_{tr,d}$ – Momento di plasticizzazione testa palo (MR_d), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto $F_{tr,d}$.

I valori di $F_{tr,d}$ considerati nelle verifiche sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Per la verifica del palo singolo, come illustrato in precedenza, si considera un valore della forza trasversale di progetto SLU amplificata del 20% rispetto a quella fornita dalla risoluzione della palificata.

Il momento ultimo, considerato per la valutazione della resistenza media della palificata è quello corrispondente allo sforzo normale medio.

La tabella seguente illustra i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI		PALO SINGOLO				PALIFICATA						
Stratigrafia	Allineamenti	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	η (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
STR1	SPA	2483	822	415	50%	2680	873	14	80%	9783	5810	59%

Tabella 10.5 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

10.2.5 Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata

Nel caso in esame, date le caratteristiche delle formazioni di interesse, gli abbassamenti delle fondazioni indirette su pali sono da ritenersi trascurabili e pertanto non prese in considerazione

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

11 DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)

11.1 Tipo di analisi svolte

Le analisi strutturali e le verifiche per il dimensionamento delle strutture sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato ricorrendo a modelli piani in cui gli elementi strutturali sono stati schematizzati come elementi monodimensionali di tipo "beam".

I vincoli esterni sono costituiti da semplici appoggi.

Le sollecitazioni sismiche sono calcolate attraverso analisi dinamica lineare.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui le opere saranno soggette.

11.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

ANALISI STRUTTURALE

Nome del Software: SAP2000 14 Advanced

Produttore CSI Computer & Structures, Inc 1995 University Avenue Berkley, CA

Licenza concessa a VIA INGEGNERIA s.r.l. – Licenza N° S15307

11.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori del software contiene esaurienti descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati con l'individuazione dei campi d'impiego.

11.4 Modalità di presentazione dei risultati

Le relazioni di calcolo strutturale presentano i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Le relazioni di calcolo illustrano in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

11.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il codice di calcolo SAP2000 consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

11.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, il Progettista delle Strutture asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

**12 ALLEGATO 1 – TRAVERSO - ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE
GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI**

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso
 Analisi della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni

Rck = 45 Mpa
 n0 = 6.16
 ninf = 15.03
 nrif = 15.71

eps = 0.81 (c/t)max = 11.39

eps = 0.81 (c/t)max = 11.39

Sez	n.travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.trave- asse impalcato	soletta	Piattabanda superiore								Anima		Piattabanda inferiore								Soletta in c.a. - larghezza collaborante										
					B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)	B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lcampata (m)	b1 (m)	b2 (m)	bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Brsup (m)
1	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
2	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.770	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
3	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.805	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
4	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.832	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
5	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.872	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
6	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.925	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
7	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.925	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
8	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.872	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
9	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.832	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
10	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.805	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
11	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.770	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300
12	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	9.600	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300	1.503	1.503	3.125	0.220	0.060	0.300

Analisi della struttura - Caratteristiche geometrico inerziali

Sez	Armatura soletta in c.a.				Trave isolata						Trave composta - n=ninf.					Trave composta - n=nrit.					Trave composta - n=n0											
	Brinf (m)	A (mq)	yGc (m)	Ix (m4)	As1 (mq)	Hs1 (m)	As2 (mq)	Hs2 (m)	As (mq)	yGs (m)	Ixs (m4)	Ha (m)	Aa (mq)	yGa (m)	Ixa (m4)	Iya (m4)	Ja (m4)	Ai (mq)	yG (m)	Ixi (m4)	Iyi (m4)	Ji (m4)	Ar (mq)	yG (m)	Ixr (m4)	Iyr (m4)	Ji (m4)	A0 (mq)	yG (m)	Ix0 (m4)	Iy0 (m4)	Ji (m4)
1	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.086544	0.705	0.01254	0.037634	0.000008	0.084521	0.699	0.01239	0.03603	0.000008	0.1541	0.820	0.015424	0.091209	0.000030
2	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.820	0.0353	0.335	0.00403	0.000419	0.000007	0.086864	0.719	0.013108	0.037634	0.000008	0.084841	0.713	0.012951	0.03603	0.000008	0.15442	0.836	0.016116	0.091209	0.000030
3	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.855	0.0359	0.350	0.004428	0.000419	0.000007	0.087424	0.744	0.014136	0.037634	0.000008	0.085401	0.737	0.013967	0.03603	0.000008	0.15498	0.865	0.01737	0.091209	0.000030
4	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.882	0.0363	0.362	0.00475	0.000419	0.000007	0.087856	0.763	0.01496	0.037634	0.000008	0.085833	0.756	0.014782	0.03603	0.000008	0.155412	0.887	0.018377	0.091209	0.000030
5	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.922	0.0370	0.379	0.005251	0.000419	0.000007	0.088496	0.790	0.01623	0.037634	0.000008	0.086473	0.783	0.016038	0.03603	0.000008	0.156052	0.919	0.019931	0.091209	0.000030
6	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.975	0.0378	0.403	0.00596	0.000419	0.000007	0.089344	0.827	0.018007	0.037634	0.000008	0.087321	0.820	0.017794	0.03603	0.000008	0.1569	0.962	0.022107	0.091209	0.000031
7	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.975	0.0378	0.403	0.00596	0.000419	0.000007	0.089344	0.827	0.018007	0.037634	0.000008	0.087321	0.820	0.017794	0.03603	0.000008	0.1569	0.962	0.022107	0.091209	0.000031
8	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.922	0.0370	0.379	0.005251	0.000419	0.000007	0.088496	0.790	0.01623	0.037634	0.000008	0.086473	0.783	0.016038	0.03603	0.000008	0.156052	0.919	0.019931	0.091209	0.000030
9	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.882	0.0363	0.362	0.00475	0.000419	0.000007	0.087856	0.763	0.01496	0.037634	0.000008	0.085833	0.756	0.014782	0.03603	0.000008	0.155412	0.887	0.018377	0.091209	0.000030
10	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.855	0.0359	0.350	0.004428	0.000419	0.000007	0.087424	0.744	0.014136	0.037634	0.000008	0.085401	0.737	0.013967	0.03603	0.000008	0.15498	0.865	0.01737	0.091209	0.000030
11	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.820	0.0353	0.335	0.00403	0.000419	0.000007	0.086864	0.719	0.013108	0.037634	0.000008	0.084841	0.713	0.012951	0.03603	0.000008	0.15442	0.836	0.016116	0.091209	0.000030
12	0.300	0.7055	0.166	0.003122115	0.00231	0.233	0.00231	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.086544	0.705	0.01254	0.037634	0.000008	0.084521	0.699	0.01239	0.03603	0.000008	0.1541	0.820	0.015424	0.091209	0.000030

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

**13 ALLEGATO 2 – TRAVERSO ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE
GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA**

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - trasverso

Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni interamente reagenti

Rck = 45 Mpa
 n0 = 6.16
 ninf = 15.03
 nrif = 15.71

eps= 0.814 (c/t)max= 11.39

eps= 0.814 (c/t)max= 11.39

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	n.campata	X campata (m)	n.travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.trave-asse impalcato	soletta	Piattabanda superiore				Anima		Piattabanda inferiore				Soletta in c.a. - larghezza collaborant																
										B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)	B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lsx (m)	Lcampata	Ldx (m)	b1 (m)	b2 (m)
1	1	0.000	0.000	1	0.000	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.638
2	1	0.780	0.780	1	0.780	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.726
3	2	0.000	0.780	1	0.780	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.726
4	2	1.380	2.160	1	2.160	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.790	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.881
5	3	0.000	2.160	1	2.160	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.790	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.881
6	3	1.240	3.400	1	3.400	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.820	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.021
7	4	0.000	3.400	1	3.400	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.820	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.021
8	4	0.930	4.330	1	4.330	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.844	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
9	5	0.000	4.330	1	4.330	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.844	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
10	5	2.160	6.490	1	6.490	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.900	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
11	6	0.000	6.490	1	6.490	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.900	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
12	6	2.160	8.650	1	8.650	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.950	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
13	7	0.000	8.650	1	8.650	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.950	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
14	7	2.160	10.810	1	10.810	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.900	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
15	8	0.000	10.810	1	10.810	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.900	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
16	8	2.160	12.970	1	12.970	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.844	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
17	9	0.000	12.970	1	12.970	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.844	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.125
18	9	0.930	13.900	1	13.900	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.820	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.021
19	10	0.000	13.900	1	13.900	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.820	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	3.021
20	10	1.240	15.140	1	15.140	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.790	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.881
21	11	0.000	15.140	1	15.140	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.790	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.881
22	11	1.380	16.520	1	16.520	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.726
23	12	0.000	16.520	1	16.520	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.726
24	12	0.780	17.300	1	17.300	1	3.125	0.000	reagente	0.400	0.020	0.000	0.000	0.400	0.020	10.000	<4	0.016	0.750	0.000	0.000	0.500	0.030	0.500	0.030	8.067	<4	3.125	0.120	3.125	ca	17.300		1.503	1.503	2.638

Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico inerziali

Sez	e							Armatura soletta in c.a.							Trave isolata										Trave composta - n=ninf.												
	Hc (m)	Hcr (m)	Brsup (m)	Brinf (m)	A (mq)	yGc (m)	Ix (m4)	As1 (mq)	Hs1 (m)	As2 (mq)	Hs2 (m)	As (mq)	yGs (m)	Ixs (m4)	Ha (m)	Aa (mq)	yGa (m)	Ixa (m4)	Iya (m4)	Ja (m4)	Aw (mq)	Sx/lx B (m-1)	Sx/lx C (m-1)	WA (m3)	WB (m3)	WC (m3)	WD (m3)	Ai (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	Ixi (m4)	Iyi (m4)	Ji (m4)	Sx/lx 1 (m-1)	WAI (m3)	WBI (m3)	WCI (m3)
1	0.220	0.060	0.300	0.300	0.5983	0.166	0.002688	0.0020	0.233	0.0020	0.026	0.004001	0.129	4.29883E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.012000	1.223216	0.974076	0.011698	0.012884	0.008394	0.008040	0.078798	0.680	0.250	0.011923	0.037634	0.000008	1.038741	0.017541	0.018351	0.118866
2	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6176	0.166	0.002766	0.0020	0.233	0.0020	0.026	0.004001	0.129	4.29883E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.012000	1.223216	0.974076	0.011698	0.012884	0.008394	0.008040	0.080084	0.684	0.245	0.012034	0.037634	0.000008	1.042646	0.017585	0.018391	0.125829
3	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6176	0.166	0.002766	0.0020	0.233	0.0020	0.026	0.004001	0.129	4.29883E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.012000	1.223216	0.974076	0.011698	0.012884	0.008394	0.008040	0.080084	0.684	0.245	0.012034	0.037634	0.000008	1.042646	0.017585	0.018391	0.125829
4	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6518	0.166	0.002905	0.0022	0.233	0.0022	0.026	0.004309	0.129	4.62951E-05	0.840	0.0356	0.343	0.004255	0.000419	0.000007	0.012640	1.157555	0.914997	0.012392	0.013579	0.008927	0.008567	0.083307	0.721	0.249	0.013368	0.037634	0.000008	1.005980	0.018549	0.019355	0.134600
5	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6518	0.166	0.002905	0.0022	0.233	0.0022	0.026	0.004309	0.129	4.62951E-05	0.840	0.0356	0.343	0.004255	0.000419	0.000007	0.012640	1.157555	0.914997	0.012392	0.013579	0.008927	0.008567	0.083307	0.721	0.249	0.013368	0.037634	0.000008	1.005980	0.018549	0.019355	0.134600
6	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6826	0.166	0.003029	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.870	0.0361	0.357	0.004605	0.000419	0.000007	0.013120	1.112360	0.874566	0.012918	0.014104	0.009333	0.008969	0.086139	0.749	0.250	0.014457	0.037634	0.000008	0.981243	0.019295	0.020100	0.143541
7	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6826	0.166	0.003029	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.870	0.0361	0.357	0.004605	0.000419	0.000007	0.013120	1.112360	0.874566	0.012918	0.014104	0.009333	0.008969	0.086139	0.749	0.250	0.014457	0.037634	0.000008	0.981243	0.019295	0.020100	0.143541
8	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.894	0.0365	0.367	0.004897	0.000419	0.000007	0.013504	1.078435	0.844350	0.013341	0.014528	0.009662	0.009295	0.088048	0.771	0.252	0.015335	0.037634	0.000008	0.961556	0.019888	0.020694	0.148935
9	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.894	0.0365	0.367	0.004897	0.000419	0.000007	0.013504	1.078435	0.844350	0.013341	0.014528	0.009662	0.009295	0.088048	0.771	0.252	0.015335	0.037634	0.000008	0.961556	0.019888	0.020694	0.148935
10	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.950	0.0374	0.392	0.005619	0.000419	0.000007	0.014400	1.006087	0.780317	0.014339	0.015527	0.010443	0.010069	0.088944	0.810	0.270	0.017156	0.037634	0.000008	0.911140	0.021184	0.021999	0.142781
11	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.950	0.0374	0.392	0.005619	0.000419	0.000007	0.014400	1.006087	0.780317	0.014339	0.015527	0.010443	0.010069	0.088944	0.810	0.270	0.017156	0.037634	0.000008	0.911140	0.021184	0.021999	0.142781
12	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	1.000	0.0382	0.414	0.006313	0.000419	0.000007	0.015200	0.948482	0.729757	0.015242	0.016432	0.011156	0.010775	0.089744	0.844	0.285	0.018882	0.037634	0.000008	0.870227	0.022364	0.023188	0.139162
13	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	1.000	0.0382	0.414	0.006313	0.000419	0.000007	0.015200	0.948482	0.729757	0.015242	0.016432	0.011156	0.010775	0.089744	0.844	0.285	0.018882	0.037634	0.000008	0.870227	0.022364	0.023188	0.139162
14	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.950	0.0374	0.392	0.005619	0.000419	0.000007	0.014400	1.006087	0.780317	0.014339	0.015527	0.010443	0.010069	0.088944	0.810	0.270	0.017156	0.037634	0.000008	0.911140	0.021184	0.021999	0.142781
15	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.950	0.0374	0.392	0.005619	0.000419	0.000007	0.014400	1.006087	0.780317	0.014339	0.015527	0.010443	0.010069	0.088944	0.810	0.270	0.017156	0.037634	0.000008	0.911140	0.021184	0.021999	0.142781
16	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.894	0.0365	0.367	0.004897	0.000419	0.000007	0.013504	1.078435	0.844350	0.013341	0.014528	0.009662	0.009295	0.088048	0.771	0.252	0.015335	0.037634	0.000008	0.961556	0.019888	0.020694	0.148935
17	0.220	0.060	0.300	0.300	0.7055	0.166	0.003122	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.894	0.0365	0.367	0.004897	0.000419	0.000007	0.013504	1.078435	0.844350	0.013341	0.014528	0.009662	0.009295	0.088048	0.771	0.252	0.015335	0.037634	0.000008	0.961556	0.019888	0.020694	0.148935
18	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6826	0.166	0.003029	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.870	0.0361	0.357	0.004605	0.000419	0.000007	0.013120	1.112360	0.874566	0.012918	0.014104	0.009333	0.008969	0.086139	0.749	0.250	0.014457	0.037634	0.000008	0.981243	0.019295	0.020100	0.143541
19	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6826	0.166	0.003029	0.0023	0.233	0.0023	0.026	0.004617	0.129	4.96019E-05	0.870	0.0361	0.357	0.004605	0.000419	0.000007	0.013120	1.112360	0.874566	0.012918	0.014104	0.009333	0.008969	0.086139	0.749	0.250	0.014457	0.037634	0.000008	0.981243	0.019295	0.020100	0.143541
20	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6518	0.166	0.002905	0.0022	0.233	0.0022	0.026	0.004309	0.129	4.62951E-05	0.840	0.0356	0.343	0.004255	0.000419	0.000007	0.012640	1.157555	0.914997	0.012392	0.013579	0.008927	0.008567	0.083307	0.721	0.249	0.013368	0.037634	0.000008	1.005980	0.018549	0.019355	0.134600
21	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6518	0.166	0.002905	0.0022	0.233	0.0022	0.026	0.004309	0.129	4.62951E-05	0.840	0.0356	0.343	0.004255	0.000419	0.000007	0.012640	1.157555	0.914997	0.012392	0.013579	0.008927	0.008567	0.083307	0.721	0.249	0.013368	0.037634	0.000008	1.005980	0.018549	0.019355	0.134600
22	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6176	0.166	0.002766	0.0020	0.233	0.0020	0.026	0.004001	0.129	4.29883E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.012000	1.223216	0.974076	0.011698	0.012884	0.008394	0.008040	0.080084	0.684	0.245	0.012034	0.037634	0.000008	1.042646	0.017585	0.018391	0.125829
23	0.220	0.060	0.300	0.300	0.6176	0.166	0.002766	0.0020	0.233	0.0020	0.026	0.004001	0.129	4.29883E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.012000	1.223216	0.974076	0.011698	0.012884	0.008394	0.008040	0.080084	0.684	0.245	0.012034	0.037634	0.000008	1.042646	0.017585	0.018391	0.125829
24	0.220	0.060	0.300	0.300	0.5983	0.166	0.002688	0.0020	0.233	0.0020	0.026	0.004001	0.129	4.29883E-05	0.800	0.0350	0.326	0.003812	0.000419	0.000007	0.012000	1.223216	0.974076	0.011698	0.012884	0.008394	0.008040	0.078798	0.680	0.250	0.011923	0.037634	0.000008	1.038741	0.017541	0.018351	0.118866

Sez	Trave composta - n=nrit.																Trave composta - n=n0																		
	WDI (m3)	WAS2i (mc)	WAS1i (mc)	WEI (m3)	WFI (mc)	Ar (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	lXr (m4)	lYr (m4)	Ji (m4)	Sx/lx (m-1)	WAr (m3)	WBr (m3)	WCr (m3)	WDr (m3)	WAS2r (mc)	WAS1r (mc)	WEr (m3)	WFr (mc)	A0 (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	lx0 (m4)	ly0 (m4)	Ji (m4)	Sx/lx (m-1)	WA0 (m3)	WB0 (m3)	WC0 (m3)	WD0 (m3)	WAS20 (mc)	WAS10 (mc)	WE0 (m3)	WF0 (mc)
1	0.099105	0.081660	0.033746	0.994129	0.447771	0.077083	0.673	0.256	0.011771	0.03603	0.000008	1.033155	0.017482	0.018297	0.110353	0.092929	0.077255	0.032728	0.990747	0.454773	0.13609	0.800	0.129	0.014895	0.091209	0.000030	1.114451	0.018616	0.019341	-0.73968	#####	0.582682	0.063965	1.533346	0.327984
2	0.104067	0.085144	0.034518	1.030083	0.457295	0.078313	0.678	0.251	0.011883	0.03603	0.000008	1.037185	0.017527	0.018338	0.116489	0.097394	0.080448	0.033472	1.025750	0.464406	0.139227	0.804	0.125	0.014996	0.091209	0.000030	1.115868	0.018653	0.019376	-0.62577	-3.78265	0.689938	0.065475	1.649199	0.334789
3	0.104067	0.085144	0.034518	1.030083	0.457295	0.078313	0.678	0.251	0.011883	0.03603	0.000008	1.037185	0.017527	0.018338	0.116489	0.097394	0.080448	0.033472	1.025750	0.464406	0.139227	0.804	0.125	0.014996	0.091209	0.000030	1.115868	0.018653	0.019376	-0.62577	-3.78265	0.689938	0.065475	1.649199	0.334789
4	0.112038	0.092183	0.037943	1.120787	0.503301	0.081438	0.714	0.255	0.013204	0.03603	0.000008	1.000800	0.018490	0.019300	0.124720	0.104902	0.087115	0.036793	1.116121	0.511132	0.145725	0.843	0.126	0.016554	0.091209	0.000030	1.075622	0.019638	0.020363	-0.72134	-5.61377	0.727603	0.071957	1.788094	0.368210
5	0.112038	0.092183	0.037943	1.120787	0.503301	0.081438	0.714	0.255	0.013204	0.03603	0.000008	1.000800	0.018490	0.019300	0.124720	0.104902	0.087115	0.036793	1.116121	0.511132	0.145725	0.843	0.126	0.016554	0.091209	0.000030	1.075622	0.019638	0.020363	-0.72134	-5.61377	0.727603	0.071957	1.788094	0.368210
6	0.119760	0.098739	0.040872	1.202705	0.542405	0.084182	0.743	0.257	0.014284	0.03603	0.000008	0.976299	0.019235	0.020044	0.133004	0.112123	0.093301	0.039634	1.197566	0.550858	0.1515	0.873	0.126	0.017809	0.091209	0.000030	1.047722	0.020397	0.021123	-0.77058	-5.72420	0.788403	0.077468	1.929172	0.396362
7	0.119760	0.098739	0.040872	1.202705	0.542405	0.084182	0.743	0.257	0.014284	0.03603	0.000008	0.976299	0.019235	0.020044	0.133004	0.112123	0.093301	0.039634	1.197566	0.550858	0.1515	0.873	0.126	0.017809	0.091209	0.000030	1.047722	0.020397	0.021123	-0.77058	-5.72420	0.788403	0.077468	1.929172	0.396362
8	0.124710	0.103151	0.043079	1.260048	0.572116	0.086025	0.764	0.259	0.015152	0.03603	0.000008	0.956733	0.019827	0.020637	0.138039	0.116764	0.097462	0.041769	1.254494	0.580970	0.155604	0.897	0.127	0.018835	0.091209	0.000030	1.026362	0.021005	0.021732	-0.83056	-7.03466	0.818110	0.081776	2.024862	0.418539
9	0.124710	0.103151	0.043079	1.260048	0.572116	0.086025	0.764	0.259	0.015152	0.03603	0.000008	0.956733	0.019827	0.020637	0.138039	0.116764	0.097462	0.041769	1.254494	0.580970	0.155604	0.897	0.127	0.018835	0.091209	0.000030	1.026362	0.021005	0.021732	-0.83056	-7.03466	0.818110	0.081776	2.024862	0.418539
10	0.122406	0.103439	0.045975	1.288605	0.613868	0.086921	0.803	0.277	0.016952	0.03603	0.000008	0.906336	0.021119	0.021939	0.133178	0.115094	0.097996	0.044577	1.284877	0.623328	0.1565	0.942	0.137	0.021063	0.091209	0.000030	0.977087	0.022356	0.023091	-1.72824	2.69622	0.628531	0.087468	1.914157	0.451000
11	0.122406	0.103439	0.045975	1.288605	0.613868	0.086921	0.803	0.277	0.016952	0.03603	0.000008	0.906336	0.021119	0.021939	0.133178	0.115094	0.097996	0.044577	1.284877	0.623328	0.1565	0.942	0.137	0.021063	0.091209	0.000030	0.977087	0.022356	0.023091	-1.72824	2.69622	0.628531	0.087468	1.914157	0.451000
12	0.121284	0.104100	0.048580	1.316154	0.651560	0.087721	0.837	0.292	0.018659	0.03603	0.000008	0.865451	0.022295	0.023124	0.130375	0.114389	0.098819	0.047104	1.313902	0.661568	0.1573	0.983	0.147	0.02318	0.091209	0.000031	0.936848	0.023589	0.024332	-8.73584	1.33630	0.538493	0.092593	1.846857	0.480409
13	0.121284	0.104100	0.048580	1.316154	0.651560	0.087721	0.837	0.292	0.018659	0.03603	0.000008	0.865451	0.022295	0.023124	0.130375	0.114389	0.098819	0.047104	1.313902	0.661568	0.1573	0.983	0.147	0.02318	0.091209	0.000031	0.936848	0.023589	0.024332	-8.73584	1.33630	0.538493	0.092593	1.846857	0.480409
14	0.122406	0.103439	0.045975	1.288605	0.613868	0.086921	0.803	0.277	0.016952	0.03603	0.000008	0.906336	0.021119	0.021939	0.133178	0.115094	0.097996	0.044577	1.284877	0.623328	0.1565	0.942	0.137	0.021063	0.091209	0.000030	0.977087	0.022356	0.023091	-1.72824	2.69622	0.628531	0.087468	1.914157	0.451000
15	0.122406	0.103439	0.045975	1.288605	0.613868	0.086921	0.803	0.277	0.016952	0.03603	0.000008	0.906336	0.021119	0.021939	0.133178	0.115094	0.097996	0.044577	1.284877	0.623328	0.1565	0.942	0.137	0.021063	0.091209	0.000030	0.977087	0.022356	0.023091	-1.72824	2.69622	0.628531	0.087468	1.914157	0.451000
16	0.124710	0.103151	0.043079	1.260048	0.572116	0.086025	0.764	0.259	0.015152	0.03603	0.000008	0.956733	0.019827	0.020637	0.138039	0.116764	0.097462	0.041769	1.254494	0.580970	0.155604	0.897	0.127	0.018835	0.091209	0.000030	1.026362	0.021005	0.021732	-0.83056	-7.03466	0.818110	0.081776	2.024862	0.418539
17	0.124710	0.103151	0.043079	1.260048	0.572116	0.086025	0.764	0.259	0.015152	0.03603	0.000008	0.956733	0.019827	0.020637	0.138039	0.116764	0.097462	0.041769	1.254494	0.580970	0.155604	0.897	0.127	0.018835	0.091209	0.000030	1.026362	0.021005	0.021732	-0.83056	-7.03466	0.818110	0.081776	2.024862	0.418539
18	0.119760	0.098739	0.040872	1.202705	0.542405	0.084182	0.743	0.257	0.014284	0.03603	0.000008	0.976299	0.019235	0.020044	0.133004	0.112123	0.093301	0.039634	1.197566	0.550858	0.1515	0.873	0.126	0.017809	0.091209	0.000030	1.047722	0.020397	0.021123	-0.77058	-5.72420	0.788403	0.077468	1.929172	0.396362
19	0.119760	0.098739	0.040872	1.202705	0.542405	0.084182	0.743	0.257	0.014284	0.03603	0.000008	0.976299	0.019235	0.020044	0.133004	0.112123	0.093301	0.039634	1.197566	0.550858	0.1515	0.873	0.126	0.017809	0.091209	0.000030	1.047722	0.020397	0.021123	-0.77058	-5.72420	0.788403	0.077468	1.929172	0.396362
20	0.112038	0.092183	0.037943	1.120787	0.503301	0.081438	0.714	0.255	0.013204	0.03603	0.000008	1.000800	0.018490	0.019300	0.124720	0.104902	0.087115	0.036793	1.116121	0.511132	0.145725	0.843	0.126	0.016554	0.091209	0.000030	1.075622	0.019638	0.020363	-0.72134	-5.61377	0.727603	0.071957	1.788094	0.368210
21	0.112038	0.092183	0.037943	1.120787	0.503301	0.081438	0.714	0.255	0.013204	0.03603	0.000008	1.000800	0.018490	0.019300	0.124720	0.104902	0.087115	0.036793	1.116121	0.511132	0.145725	0.843	0.126	0.016554	0.091209	0.000030	1.075622	0.019638	0.020363	-0.72134	-5.61377	0.727603	0.071957	1.788094	0.368210
22	0.104067	0.085144	0.034518	1.030083	0.457295	0.078313	0.678	0.251	0.011883	0.03603	0.000008	1.037185	0.017527	0.018338	0.116489	0.097394	0.080448	0.033472	1.025750	0.464406	0.139227	0.804	0.125	0.014996	0.091209	0.000030	1.115868	0.018653	0.019376	-0.62577	-3.78265	0.689938	0.065475	1.649199	0.334789
23	0.104067	0.085144	0.034518	1.030083	0.457295	0.078313	0.678	0.251	0.011883	0.03603	0.000008	1.037185	0.017527	0.018338	0.116489	0.097394	0.080448	0.033472	1.025750	0.464406	0.139227	0.804	0.125	0.014996	0.091209	0.000030	1.115868	0.018653	0.019376	-0.62577	-3.78265	0.689938	0.065475	1.649199	0.334789
24	0.099105	0.081660	0.033746	0.994129	0.447771	0.077083	0.673	0.256	0.011771	0.03603	0.000008	1.033155	0.017482	0.018297	0.110353	0.092929	0.077255	0.032728	0.990747	0.454773	0.13609	0.800	0.129	0.014895	0.091209	0.000030	1.114451	0.018616	0.019341	-0.73968	#####	0.582682	0.063965	1.533346	0.327984

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

14 ALLEGATO 3 – TRAVERSO - SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

15 ALLEGATO 4 – TRAVERSO - VERIFICHE SLU

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
 γM1 1.10
 η 1.20
 pan 0
 fcd MPa 19.83
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Mmax

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA							CARATTERISTICHE DELLE SEZI														
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-103.1	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	70.6	64.9	-79.0	-82.9	-59.2	-87.2	-99.5	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	70.6	64.9	-79.0	-82.9	-59.2	-87.2	-99.5	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	159.3	149.3	-115.5	-122.2	-62.9	-105.5	-88.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	159.3	149.3	-115.5	-122.2	-62.9	-105.5	-88.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	226.7	213.8	-139.2	-147.8	-65.3	-118.6	-79.2	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	226.7	213.8	-139.2	-147.8	-65.3	-118.6	-79.2	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	269.4	254.9	-152.1	-161.7	-66.9	-126.7	-72.6	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	269.4	254.9	-152.1	-161.7	-66.9	-126.7	-72.6	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	330.4	314.3	-170.0	-180.8	-71.2	-139.0	-44.4	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	330.4	314.3	-170.0	-180.8	-71.2	-139.0	-44.4	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	334.5	319.0	-172.6	-182.9	-73.5	-139.2	4.7	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	334.5	319.0	-172.6	-182.9	-73.5	-139.2	4.7	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	317.4	301.7	-170.2	-180.7	-70.8	-135.7	46.7	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	317.4	301.7	-170.2	-180.7	-70.8	-135.7	46.7	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	253.8	239.9	-152.5	-161.8	-66.5	-122.7	67.0	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	253.8	239.9	-152.5	-161.8	-66.5	-122.7	67.0	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	214.1	201.6	-139.5	-147.9	-65.0	-115.2	73.5	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	214.1	201.6	-139.5	-147.9	-65.0	-115.2	73.5	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	151.0	141.3	-115.7	-122.2	-62.7	-103.2	82.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	151.0	141.3	-115.7	-122.2	-62.7	-103.2	82.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	67.5	61.8	-79.1	-82.9	-59.2	-86.3	93.2	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	67.5	61.8	-79.1	-82.9	-59.2	-86.3	93.2	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	96.8	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica												Analisi plastica												Ver. stabilità pannelli d'anima											
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter				
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)		η1,inf			η1,sup	(kNm)	(kNm)																			(kN)			
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1238	0.46	0.00				
2							70.6	64.9	-79.0	-82.9	0.20	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1194	0.45	0.00				
3							70.6	64.9	-79.0	-82.9	0.20	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1194	0.45	0.00				
4							159.3	149.3	-115.5	-122.2	0.46	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1115	0.40	0.00				
5							159.3	149.3	-115.5	-122.2	0.46	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1115	0.40	0.00				
6							226.7	213.8	-139.2	-147.8	0.65	0.42	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1039	0.37	0.00				
7							226.7	213.8	-139.2	-147.8	0.65	0.42	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1039	0.37	0.00				
8							269.4	254.9	-152.1	-161.7	0.78	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	980	0.35	0.00				
9							269.4	254.9	-152.1	-161.7	0.78	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	980	0.35	0.00				
10							330.4	314.3	-170.0	-180.8	0.95	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	639	0.23	0.00				
11							330.4	314.3	-170.0	-180.8	0.95	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	639	0.23	0.00				
12							334.5	319.0	-172.6	-182.9	0.97	0.53	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	71	0.03	0.00				
13							334.5	319.0	-172.6	-182.9	0.97	0.53	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	71	0.03	0.00				
14							317.4	301.7	-170.2	-180.7	0.92	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	672	0.24	0.00				
15							317.4	301.7	-170.2	-180.7	0.92	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	672	0.24	0.00				
16							253.8	239.9	-152.5	-161.8	0.73	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	905	0.32	0.00				
17							253.8	239.9	-152.5	-161.8	0.73	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	905	0.32	0.00				
18							214.1	201.6	-139.5	-147.9	0.61	0.43	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	964	0.34	0.00				
19							214.1	201.6	-139.5	-147.9	0.61	0.43	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	964	0.34	0.00				
20							151.0	141.3	-115.7	-122.2	0.43	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1039	0.37	0.00				
21							151.0	141.3	-115.7	-122.2	0.43	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1039	0.37	0.00				
22							67.5	61.8	-79.1	-82.9	0.19	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1119	0.42	0.00				
23							67.5	61.8	-79.1	-82.9	0.19	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1119	0.42	0.00				
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1162	0.43	0.00				

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
 γM1 1.10
 η 1.20
 pan 0
 fcd MPa 19.83
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Mmin

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-37.4	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	27.3	24.9	-34.7	-36.3	-9.8	-14.4	-33.8	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	27.3	24.9	-34.7	-36.3	-9.8	-14.4	-33.8	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	72.6	65.6	-117.9	-122.5	-60.6	-81.8	-25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	72.6	65.6	-117.9	-122.5	-60.6	-81.8	-25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	95.2	86.8	-142.7	-148.3	-61.9	-83.9	-19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	95.2	86.8	-142.7	-148.3	-61.9	-83.9	-19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	107.0	98.0	-156.2	-162.2	-62.8	-85.0	-14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	107.0	98.0	-156.2	-162.2	-62.8	-85.0	-14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	121.6	112.1	-172.7	-179.0	-63.8	-85.6	-7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	121.6	112.1	-172.7	-179.0	-63.8	-85.6	-7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	122.0	113.0	-173.2	-179.2	-64.2	-85.0	0.0	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	122.0	113.0	-173.2	-179.2	-64.2	-85.0	0.0	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	121.6	112.1	-172.7	-179.0	-63.8	-85.6	7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	121.6	112.1	-172.7	-179.0	-63.8	-85.6	7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	107.0	98.0	-156.2	-162.2	-62.8	-85.0	14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	107.0	98.0	-156.2	-162.2	-62.8	-85.0	14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	95.2	86.8	-142.7	-148.3	-61.9	-83.9	19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	95.2	86.8	-142.7	-148.3	-61.9	-83.9	19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	72.6	65.6	-117.9	-122.5	-60.6	-81.8	25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	72.6	65.6	-117.9	-122.5	-60.6	-81.8	25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	27.3	24.9	-34.7	-36.3	-9.8	-14.4	33.8	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	27.3	24.9	-34.7	-36.3	-9.8	-14.4	33.8	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.4	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter										
																																				σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)
1				0.0			0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	449	0.17		0.0									
2				27.3	24.9	-34.7	-36.3	0.08	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	1776.3	4571.3	13399	2011.5	-4521.1	4050.8	0.50	0.50	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15		0.00										
3				27.3	24.9	-34.7	-36.3	0.08	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	1776.3	4571.3	13399	2011.5	-4521.1	4050.8	0.50	0.50	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15		0.00										
4				72.6	65.6	-117.9	-122.5	0.20	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12		0.00										
5				72.6	65.6	-117.9	-122.5	0.20	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12		0.00										
6				95.2	86.8	-142.7	-148.3	0.27	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09		0.00										
7				95.2	86.8	-142.7	-148.3	0.27	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09		0.00										
8				107.0	98.0	-156.2	-162.2	0.30	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07		0.00										
9				107.0	98.0	-156.2	-162.2	0.30	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07		0.00										
10				121.6	112.1	-172.7	-179.0	0.35	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04		0.00										
11				121.6	112.1	-172.7	-179.0	0.35	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04		0.00										
12				122.0	113.0	-173.2	-179.2	0.35	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	0	0.00		0.00										
13				122.0	113.0	-173.2	-179.2	0.35	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	0	0.00		0.00										
14				121.6	112.1	-172.7	-179.0	0.35	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04		0.00										
15				121.6	112.1	-172.7	-179.0	0.35	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04		0.00										
16				107.0	98.0	-156.2	-162.2	0.30	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07		0.00										
17				107.0	98.0	-156.2	-162.2	0.30	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07		0.00										
18				95.2	86.8	-142.7	-148.3	0.27	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09		0.00										
19				95.2	86.8	-142.7	-148.3	0.27	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09		0.00										
20				72.6	65.6	-117.9	-122.5	0.20	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12		0.00										
21				72.6	65.6	-117.9	-122.5	0.20	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12		0.00										
22				27.3	24.9	-34.7	-36.3	0.08	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	1776.3	4571.3	13399	1952.6	-4521.1	4050.8	0.48	0.48	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15		0.00										
23				27.3	24.9	-34.7	-36.3	0.08	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	1776.3	4571.3	13399	1952.6	-4521.1	4050.8	0.48	0.48	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15		0.00										
24				0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	449	0.17		0.00										

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
 γM1 1.10
 η 1.20
 pan 0
 fcd MPa 19.83
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Vmax

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-112.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	75.3	69.4	-78.9	-82.8	-59.4	-88.5	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	75.3	69.4	-78.9	-82.8	-59.4	-88.5	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	171.7	161.2	-115.2	-122.2	-63.3	-108.8	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	171.7	161.2	-115.2	-122.2	-63.3	-108.8	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	245.5	231.9	-138.7	-147.8	-65.8	-123.5	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	245.5	231.9	-138.7	-147.8	-65.8	-123.5	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	285.3	270.3	-151.7	-161.7	-67.3	-130.8	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	285.3	270.3	-151.7	-161.7	-67.3	-130.8	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	328.6	312.5	-170.0	-180.8	-71.2	-138.5	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	328.6	312.5	-170.0	-180.8	-71.2	-138.5	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	313.0	298.1	-172.6	-182.6	-72.6	-133.7	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	313.0	298.1	-172.6	-182.6	-72.6	-133.7	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	288.4	273.6	-170.6	-180.4	-69.7	-128.2	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	288.4	273.6	-170.6	-180.4	-69.7	-128.2	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	230.6	217.5	-153.1	-161.9	-65.9	-116.7	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	230.6	217.5	-153.1	-161.9	-65.9	-116.7	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	195.4	183.5	-140.0	-147.9	-64.5	-110.3	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	195.4	183.5	-140.0	-147.9	-64.5	-110.3	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	138.7	129.3	-116.1	-122.3	-62.4	-99.8	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	138.7	129.3	-116.1	-122.3	-62.4	-99.8	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	62.8	57.3	-79.3	-82.9	-59.0	-84.9	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	62.8	57.3	-79.3	-82.9	-59.0	-84.9	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	87.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica												Analisi plastica												Ver. stabilità pannelli d'anima											
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter				
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)		η1,inf			η1,sup	(kNm)	(kNm)																			(kN)			
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1350	0.50	0.00	0.00			
2							75.3	69.4	-78.9	-82.8	0.21	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49	0.00	0.00			
3							75.3	69.4	-78.9	-82.8	0.21	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49	0.00	0.00			
4							171.7	161.2	-115.2	-122.2	0.49	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44	0.00	0.00			
5							171.7	161.2	-115.2	-122.2	0.49	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44	0.00	0.00			
6							245.5	231.9	-138.7	-147.8	0.71	0.42	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41	0.00	0.00			
7							245.5	231.9	-138.7	-147.8	0.71	0.42	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41	0.00	0.00			
8							285.3	270.3	-151.7	-161.7	0.82	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26	0.00	0.00			
9							285.3	270.3	-151.7	-161.7	0.82	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26	0.00	0.00			
10							328.6	312.5	-170.0	-180.8	0.95	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08	0.00	0.00			
11							328.6	312.5	-170.0	-180.8	0.95	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08	0.00	0.00			
12							313.0	298.1	-172.6	-182.6	0.90	0.53	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04	0.00	0.00			
13							313.0	298.1	-172.6	-182.6	0.90	0.53	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04	0.00	0.00			
14							288.4	273.6	-170.6	-180.4	0.83	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20	0.00	0.00			
15							288.4	273.6	-170.6	-180.4	0.83	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20	0.00	0.00			
16							230.6	217.5	-153.1	-161.9	0.66	0.47	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28	0.00	0.00			
17							230.6	217.5	-153.1	-161.9	0.66	0.47	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28	0.00	0.00			
18							195.4	183.5	-140.0	-147.9	0.56	0.43	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30	0.00	0.00			
19							195.4	183.5	-140.0	-147.9	0.56	0.43	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30	0.00	0.00			
20							138.7	129.3	-116.1	-122.3	0.40	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33	0.00	0.00			
21							138.7	129.3	-116.1	-122.3	0.40	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33	0.00	0.00			
22							62.8	57.3	-79.3	-82.9	0.18	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37	0.00	0.00			
23							62.8	57.3	-79.3	-82.9	0.18	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37	0.00	0.00			
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1050	0.39	0.00	0.00			

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
 γM1 1.10
 η 1.20
 pan 0
 fcd MPa 19.83
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Vmin

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-112.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	75.3	69.4	-78.9	-82.8	-59.4	-88.5	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	75.3	69.4	-78.9	-82.8	-59.4	-88.5	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	171.7	161.2	-115.2	-122.2	-63.3	-108.8	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	171.7	161.2	-115.2	-122.2	-63.3	-108.8	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	245.5	231.9	-138.7	-147.8	-65.8	-123.5	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	245.5	231.9	-138.7	-147.8	-65.8	-123.5	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	285.3	270.3	-151.7	-161.7	-67.3	-130.8	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	285.3	270.3	-151.7	-161.7	-67.3	-130.8	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	328.6	312.5	-170.0	-180.8	-71.2	-138.5	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	328.6	312.5	-170.0	-180.8	-71.2	-138.5	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	313.0	298.1	-172.6	-182.6	-72.6	-133.7	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	313.0	298.1	-172.6	-182.6	-72.6	-133.7	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	288.4	273.6	-170.6	-180.4	-69.7	-128.2	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	288.4	273.6	-170.6	-180.4	-69.7	-128.2	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	230.6	217.5	-153.1	-161.9	-65.9	-116.7	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	230.6	217.5	-153.1	-161.9	-65.9	-116.7	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	195.4	183.5	-140.0	-147.9	-64.5	-110.3	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	195.4	183.5	-140.0	-147.9	-64.5	-110.3	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	138.7	129.3	-116.1	-122.3	-62.4	-99.8	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	138.7	129.3	-116.1	-122.3	-62.4	-99.8	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	62.8	57.3	-79.3	-82.9	-59.0	-84.9	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	62.8	57.3	-79.3	-82.9	-59.0	-84.9	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	87.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica												Analisi plastica												Ver. stabilità pannelli d'anima											
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter				
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)		η1,inf			η1,sup	(kNm)	(kNm)																			(kN)			
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1350	0.50		0.00			
2							75.3	69.4	-78.9	-82.8	0.21	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49		0.00			
3							75.3	69.4	-78.9	-82.8	0.21	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49		0.00			
4							171.7	161.2	-115.2	-122.2	0.49	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44		0.00			
5							171.7	161.2	-115.2	-122.2	0.49	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44		0.00			
6							245.5	231.9	-138.7	-147.8	0.71	0.42	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41		0.00			
7							245.5	231.9	-138.7	-147.8	0.71	0.42	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41		0.00			
8							285.3	270.3	-151.7	-161.7	0.82	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26		0.00			
9							285.3	270.3	-151.7	-161.7	0.82	0.46	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26		0.00			
10							328.6	312.5	-170.0	-180.8	0.95	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08		0.00			
11							328.6	312.5	-170.0	-180.8	0.95	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08		0.00			
12							313.0	298.1	-172.6	-182.6	0.90	0.53	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04		0.00			
13							313.0	298.1	-172.6	-182.6	0.90	0.53	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04		0.00			
14							288.4	273.6	-170.6	-180.4	0.83	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20		0.00			
15							288.4	273.6	-170.6	-180.4	0.83	0.52	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20		0.00			
16							230.6	217.5	-153.1	-161.9	0.66	0.47	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28		0.00			
17							230.6	217.5	-153.1	-161.9	0.66	0.47	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28		0.00			
18							195.4	183.5	-140.0	-147.9	0.56	0.43	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30		0.00			
19							195.4	183.5	-140.0	-147.9	0.56	0.43	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30		0.00			
20							138.7	129.3	-116.1	-122.3	0.40	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33		0.00			
21							138.7	129.3	-116.1	-122.3	0.40	0.35	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33		0.00			
22							62.8	57.3	-79.3	-82.9	0.18	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37		0.00			
23							62.8	57.3	-79.3	-82.9	0.18	0.24	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37		0.00			
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1050	0.39		0.00			

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
 γM1 1.10
 η 1.20
 pan 0
 fcd MPa 19.83
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C2Mmax

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-103.1	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	55.3	52.7	-12.8	-14.5	11.8	5.6	-99.5	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	55.3	52.7	-12.8	-14.5	11.8	5.6	-99.5	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	143.8	136.8	-48.4	-53.1	8.7	-12.9	-88.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	143.8	136.8	-48.4	-53.1	8.7	-12.9	-88.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	211.0	201.0	-71.6	-78.2	6.8	-26.1	-79.2	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	211.0	201.0	-71.6	-78.2	6.8	-26.1	-79.2	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	253.5	241.9	-83.8	-91.5	5.8	-34.0	-72.6	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	253.5	241.9	-83.8	-91.5	5.8	-34.0	-72.6	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	314.3	300.9	-101.2	-110.1	1.7	-47.1	-44.4	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	314.3	300.9	-101.2	-110.1	1.7	-47.1	-44.4	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	318.1	305.2	-103.4	-112.0	-0.3	-47.9	4.7	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	318.1	305.2	-103.4	-112.0	-0.3	-47.9	4.7	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	301.3	288.3	-101.4	-110.0	2.2	-43.8	46.7	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	301.3	288.3	-101.4	-110.0	2.2	-43.8	46.7	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	238.0	226.9	-84.2	-91.6	6.2	-30.0	67.0	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	238.0	226.9	-84.2	-91.6	6.2	-30.0	67.0	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	198.4	188.9	-71.9	-78.3	7.2	-22.8	73.5	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	198.4	188.9	-71.9	-78.3	7.2	-22.8	73.5	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	135.5	128.8	-48.7	-53.1	9.0	-10.7	82.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	135.5	128.8	-48.7	-53.1	9.0	-10.7	82.2	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	52.2	49.7	-12.9	-14.5	11.9	6.5	93.2	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	52.2	49.7	-12.9	-14.5	11.9	6.5	93.2	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	96.8	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica												Analisi plastica												Ver. stabilità pannelli d'anima											
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter				
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)		η1,inf			η1,sup	(kNm)	(kNm)																			(kN)			
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1238	0.46	0.00	0.00			
2							55.3	52.7	-12.8	-14.5	0.16	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1194	0.45	0.00	0.00			
3							55.3	52.7	-12.8	-14.5	0.16	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1194	0.45	0.00	0.00			
4							143.8	136.8	-48.4	-53.1	0.41	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1115	0.40	0.00	0.00			
5							143.8	136.8	-48.4	-53.1	0.41	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1115	0.40	0.00	0.00			
6							211.0	201.0	-71.6	-78.2	0.61	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1039	0.37	0.00	0.00			
7							211.0	201.0	-71.6	-78.2	0.61	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1039	0.37	0.00	0.00			
8							253.5	241.9	-83.8	-91.5	0.73	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	980	0.35	0.00	0.00			
9							253.5	241.9	-83.8	-91.5	0.73	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	980	0.35	0.00	0.00			
10							314.3	300.9	-101.2	-110.1	0.91	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	639	0.23	0.00	0.00			
11							314.3	300.9	-101.2	-110.1	0.91	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	639	0.23	0.00	0.00			
12							318.1	305.2	-103.4	-112.0	0.92	0.32	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	71	0.03	0.00	0.00			
13							318.1	305.2	-103.4	-112.0	0.92	0.32	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	71	0.03	0.00	0.00			
14							301.3	288.3	-101.4	-110.0	0.87	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	672	0.24	0.00	0.00			
15							301.3	288.3	-101.4	-110.0	0.87	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	672	0.24	0.00	0.00			
16							238.0	226.9	-84.2	-91.6	0.69	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	905	0.32	0.00	0.00			
17							238.0	226.9	-84.2	-91.6	0.69	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	905	0.32	0.00	0.00			
18							198.4	188.9	-71.9	-78.3	0.57	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	964	0.34	0.00	0.00			
19							198.4	188.9	-71.9	-78.3	0.57	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	964	0.34	0.00	0.00			
20							135.5	128.8	-48.7	-53.1	0.39	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1039	0.37	0.00	0.00			
21							135.5	128.8	-48.7	-53.1	0.39	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1039	0.37	0.00	0.00			
22							52.2	49.7	-12.9	-14.5	0.15	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1119	0.42	0.00	0.00			
23							52.2	49.7	-12.9	-14.5	0.15	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1119	0.42	0.00	0.00			
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1162	0.43	0.00	0.00			

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
 γM1 1.10
 η 1.20
 pan 0
 fcd MPa 19.83
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C2Mmin

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-37.4	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	22.3	20.9	-13.7	-14.7	12.7	14.9	-33.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	22.3	20.9	-13.7	-14.7	12.7	14.9	-33.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	57.1	53.1	-50.8	-53.4	11.1	10.8	-25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	57.1	53.1	-50.8	-53.4	11.1	10.8	-25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	79.5	74.1	-75.0	-78.7	10.2	8.5	-19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	79.5	74.1	-75.0	-78.7	10.2	8.5	-19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	91.1	85.0	-87.9	-92.0	9.9	7.7	-14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	91.1	85.0	-87.9	-92.0	9.9	7.7	-14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	105.4	98.7	-103.9	-108.4	9.2	6.3	-7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	105.4	98.7	-103.9	-108.4	9.2	6.3	-7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	105.6	99.2	-103.9	-108.2	9.0	6.2	0.0	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	105.6	99.2	-103.9	-108.2	9.0	6.2	0.0	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	105.4	98.7	-103.9	-108.4	9.2	6.3	7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	105.4	98.7	-103.9	-108.4	9.2	6.3	7.0	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	91.1	85.0	-87.9	-92.0	9.9	7.7	14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	91.1	85.0	-87.9	-92.0	9.9	7.7	14.9	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	79.5	74.1	-75.0	-78.7	10.2	8.5	19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	79.5	74.1	-75.0	-78.7	10.2	8.5	19.1	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	57.1	53.1	-50.8	-53.4	11.1	10.8	25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	57.1	53.1	-50.8	-53.4	11.1	10.8	25.8	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	22.3	20.9	-13.7	-14.7	12.7	14.9	33.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	22.3	20.9	-13.7	-14.7	12.7	14.9	33.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.4	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica												Analisi plastica												Ver. stabilità pannelli d'anima											
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter				
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)		η1,inf			η1,sup	(kNm)	(kNm)																			(kN)			
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	449	0.17	0.00				
2							22.3	20.9	-13.7	-14.7	0.06	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15	0.00				
3							22.3	20.9	-13.7	-14.7	0.06	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15	0.00				
4							57.1	53.1	-50.8	-53.4	0.16	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12	0.00				
5							57.1	53.1	-50.8	-53.4	0.16	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12	0.00				
6							79.5	74.1	-75.0	-78.7	0.23	0.23	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09	0.00				
7							79.5	74.1	-75.0	-78.7	0.23	0.23	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09	0.00				
8							91.1	85.0	-87.9	-92.0	0.26	0.27	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07	0.00				
9							91.1	85.0	-87.9	-92.0	0.26	0.27	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07	0.00				
10							105.4	98.7	-103.9	-108.4	0.30	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04	0.00				
11							105.4	98.7	-103.9	-108.4	0.30	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04	0.00				
12							105.6	99.2	-103.9	-108.2	0.30	0.31	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	0	0.00	0.00				
13							105.6	99.2	-103.9	-108.2	0.30	0.31	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	0	0.00	0.00				
14							105.4	98.7	-103.9	-108.4	0.30	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04	0.00				
15							105.4	98.7	-103.9	-108.4	0.30	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	101	0.04	0.00				
16							91.1	85.0	-87.9	-92.0	0.26	0.27	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07	0.00				
17							91.1	85.0	-87.9	-92.0	0.26	0.27	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	201	0.07	0.00				
18							79.5	74.1	-75.0	-78.7	0.23	0.23	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09	0.00				
19							79.5	74.1	-75.0	-78.7	0.23	0.23	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	251	0.09	0.00				
20							57.1	53.1	-50.8	-53.4	0.16	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12	0.00				
21							57.1	53.1	-50.8	-53.4	0.16	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	326	0.12	0.00				
22							22.3	20.9	-13.7	-14.7	0.06	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15	0.00				
23							22.3	20.9	-13.7	-14.7	0.06	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	405	0.15	0.00				
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	449	0.17	0.00				

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso
Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var **unità**
 γM1 **1.10**
 η **1.20**
 pan **0**
 fcd MPa **19.83**
 fya MPa **450**

COMBINAZIONE **C2Vmax**

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-112.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	60.0	57.2	-12.6	-14.5	11.7	4.2	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	60.0	57.2	-12.6	-14.5	11.7	4.2	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	156.2	148.7	-48.1	-53.1	8.4	-16.3	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	156.2	148.7	-48.1	-53.1	8.4	-16.3	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	229.8	219.1	-71.1	-78.1	6.3	-31.0	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	229.8	219.1	-71.1	-78.1	6.3	-31.0	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	269.4	257.3	-83.4	-91.5	5.3	-38.1	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	269.4	257.3	-83.4	-91.5	5.3	-38.1	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	312.4	299.1	-101.2	-110.1	1.8	-46.6	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	312.4	299.1	-101.2	-110.1	1.8	-46.6	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.6	-42.4	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.6	-42.4	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	272.3	260.2	-101.8	-109.8	3.2	-36.3	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	272.3	260.2	-101.8	-109.8	3.2	-36.3	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	214.8	204.5	-84.8	-91.6	6.8	-24.1	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	214.8	204.5	-84.8	-91.6	6.8	-24.1	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	179.7	170.8	-72.4	-78.3	7.6	-17.9	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	179.7	170.8	-72.4	-78.3	7.6	-17.9	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	123.1	116.8	-49.0	-53.2	9.3	-7.3	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	123.1	116.8	-49.0	-53.2	9.3	-7.3	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	47.5	45.1	-13.0	-14.5	12.0	7.8	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	47.5	45.1	-13.0	-14.5	12.0	7.8	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	87.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica										Analisi plastica										Ver. stabilità pannelli d'anima											
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)					Mf,Rd (kNm)	MPl,Rd (kNm)	NPl,Rd (kN)																		
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1350	0.50	0.00
2							60.0	57.2	-12.6	-14.5	0.17	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49	0.00
3							60.0	57.2	-12.6	-14.5	0.17	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49	0.00
4							156.2	148.7	-48.1	-53.1	0.45	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44	0.00
5							156.2	148.7	-48.1	-53.1	0.45	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44	0.00
6							229.8	219.1	-71.1	-78.1	0.66	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41	0.00
7							229.8	219.1	-71.1	-78.1	0.66	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41	0.00
8							269.4	257.3	-83.4	-91.5	0.78	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26	0.00
9							269.4	257.3	-83.4	-91.5	0.78	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26	0.00
10							312.4	299.1	-101.2	-110.1	0.90	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08	0.00
11							312.4	299.1	-101.2	-110.1	0.90	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08	0.00
12							296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.86	0.32	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04	0.00
13							296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.86	0.32	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04	0.00
14							272.3	260.2	-101.8	-109.8	0.79	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20	0.00
15							272.3	260.2	-101.8	-109.8	0.79	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20	0.00
16							214.8	204.5	-84.8	-91.6	0.62	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28	0.00
17							214.8	204.5	-84.8	-91.6	0.62	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28	0.00
18							179.7	170.8	-72.4	-78.3	0.52	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30	0.00
19							179.7	170.8	-72.4	-78.3	0.52	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30	0.00
20							123.1	116.8	-49.0	-53.2	0.35	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33	0.00
21							123.1	116.8	-49.0	-53.2	0.35	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33	0.00
22							47.5	45.1	-13.0	-14.5	0.14	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37	0.00
23							47.5	45.1	-13.0	-14.5	0.14	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37	0.00
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1050	0.39	0.00

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
 coefficiente eta
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
 Resistenza di progetto soletta
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
 γM1 1.10
 η 1.20
 pan 0
 fcd MPa 19.83
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C2Vmin

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1.000	0.000	0.000	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-112.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				
2	1.000	0.780	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	60.0	57.2	-12.6	-14.5	11.7	4.2	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
3	2.000	0.000	0.780	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	60.0	57.2	-12.6	-14.5	11.7	4.2	-108.9	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
4	2.000	1.380	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	156.2	148.7	-48.1	-53.1	8.4	-16.3	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
5	3.000	0.000	2.160	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	156.2	148.7	-48.1	-53.1	8.4	-16.3	-97.1	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
6	3.000	1.240	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	229.8	219.1	-71.1	-78.1	6.3	-31.0	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
7	4.000	0.000	3.400	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	229.8	219.1	-71.1	-78.1	6.3	-31.0	-87.8	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
8	4.000	0.930	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	269.4	257.3	-83.4	-91.5	5.3	-38.1	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
9	5.000	0.000	4.330	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	269.4	257.3	-83.4	-91.5	5.3	-38.1	-54.8	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
10	5.000	2.160	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	312.4	299.1	-101.2	-110.1	1.8	-46.6	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
11	6.000	0.000	6.490	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	312.4	299.1	-101.2	-110.1	1.8	-46.6	-16.1	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
12	6.000	2.160	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.6	-42.4	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
13	7.000	0.000	8.650	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.950	0.016	0.500	0.030	reagente	296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.6	-42.4	7.2	355.0	355.0	355.0	1.072	1				
14	7.000	2.160	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	272.3	260.2	-101.8	-109.8	3.2	-36.3	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
15	8.000	0.000	10.810	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.900	0.016	0.500	0.030	reagente	272.3	260.2	-101.8	-109.8	3.2	-36.3	38.9	355.0	355.0	355.0	1.026	1				
16	8.000	2.160	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	214.8	204.5	-84.8	-91.6	6.8	-24.1	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
17	9.000	0.000	12.970	3.125	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.844	0.016	0.500	0.030	reagente	214.8	204.5	-84.8	-91.6	6.8	-24.1	58.7	355.0	355.0	355.0	0.975	1				
18	9.000	0.930	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	179.7	170.8	-72.4	-78.3	7.6	-17.9	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
19	10.000	0.000	13.900	3.021	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.820	0.016	0.500	0.030	reagente	179.7	170.8	-72.4	-78.3	7.6	-17.9	64.9	355.0	355.0	355.0	0.946	1				
20	10.000	1.240	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	123.1	116.8	-49.0	-53.2	9.3	-7.3	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
21	11.000	0.000	15.140	2.881	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.790	0.016	0.500	0.030	reagente	123.1	116.8	-49.0	-53.2	9.3	-7.3	73.3	355.0	355.0	355.0	0.909	1				
22	11.000	1.380	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	47.5	45.1	-13.0	-14.5	12.0	7.8	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
23	12.000	0.000	16.520	2.726	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	reagente	47.5	45.1	-13.0	-14.5	12.0	7.8	83.8	355.0	355.0	355.0	0.861	1				
24	12.000	0.780	17.300	2.638	0.220	0.060	0.300	0.002	0.233	0.002	0.026	0.400	0.020	0.750	0.016	0.500	0.030	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	87.5	355.0	355.0	355.0	0.331	2				

ONI EFFICACI				Analisi elastica										Analisi plastica										Ver. stabilità pannelli d'anima												
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter	
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)					(kNm)	(kNm)	(kN)																			
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1350	0.50		0.00
2							60.0	57.2	-12.6	-14.5	0.17	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49		0.00
3							60.0	57.2	-12.6	-14.5	0.17	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	2011.5	-4521.1	7549.1	0.27	0.27	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1307	0.49		0.00
4							156.2	148.7	-48.1	-53.1	0.45	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44		0.00
5							156.2	148.7	-48.1	-53.1	0.45	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3676.8	-4771.5	7998.1	0.46	0.46	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	1227	0.44		0.00
6							229.8	219.1	-71.1	-78.1	0.66	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41		0.00
7							229.8	219.1	-71.1	-78.1	0.66	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	5072.5	-4996.4	8348.7	0.61	0.61	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	1152	0.41		0.00
8							269.4	257.3	-83.4	-91.5	0.78	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26		0.00
9							269.4	257.3	-83.4	-91.5	0.78	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	6059.2	-5164.3	8616.7	0.70	0.70	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	740	0.26		0.00
10							312.4	299.1	-101.2	-110.1	0.90	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08		0.00
11							312.4	299.1	-101.2	-110.1	0.90	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7719.0	-5164.3	9182.0	0.84	0.84	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	233	0.08		0.00
12							296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.86	0.32	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04		0.00
13							296.6	284.4	-103.4	-111.6	0.86	0.32	0.00	0.00	5236.8	10024.1	28714	8238.9	-5164.3	9699.9	0.85	0.85	5.000	0	0	5.484	49.2	SI	0.83	0.997	2822	2822	109	0.04		0.00
14							272.3	260.2	-101.8	-109.8	0.79	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20		0.00
15							272.3	260.2	-101.8	-109.8	0.79	0.31	0.00	0.00	5044.3	9495.0	28444	7428.4	-5164.3	9182.0	0.81	0.81	5.000	0	0	5.470	49.2	SI	0.79	1.050	2819	2819	560	0.20		0.00
16							214.8	204.5	-84.8	-91.6	0.62	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28		0.00
17							214.8	204.5	-84.8	-91.6	0.62	0.26	0.00	0.00	4828.7	8917.0	28141	5732.1	-5164.3	8616.7	0.67	0.67	5.000	0	0	5.454	49.1	SI	0.74	1.119	2814	2814	792	0.28		0.00
18							179.7	170.8	-72.4	-78.3	0.52	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30		0.00
19							179.7	170.8	-72.4	-78.3	0.52	0.22	0.00	0.00	4743.8	8632.5	27556	4815.7	-4996.4	8348.7	0.58	0.58	5.000	0	0	5.448	49.1	SI	0.72	1.151	2813	2813	851	0.30		0.00
20							123.1	116.8	-49.0	-53.2	0.35	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33		0.00
21							123.1	116.8	-49.0	-53.2	0.35	0.15	0.00	0.00	4619.5	8262.7	26664	3513.7	-4771.5	7998.1	0.44	0.44	5.000	0	0	5.440	49.0	SI	0.70	1.193	2811	2811	927	0.33		0.00
22							47.5	45.1	-13.0	-14.5	0.14	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37		0.00
23							47.5	45.1	-13.0	-14.5	0.14	0.04	0.00	0.00	4455.2	7791.2	25649	1952.6	-4521.1	7549.1	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1006	0.37		0.00
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1833.4	4571.3	13399	1048.2	-4379.6	4082.9	0.26	0.26	5.000	0	0	5.430	49.0	NO	0.66	1.200	2683	2683	1050	0.39		0.00

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

Sez	INVILUPPI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	$\eta_{1,inf}$	$\eta_{1,sup}$	$\eta_{1,inf}$ grafico	$\eta_{1,sup}$ grafico	$\eta_{1,plast}$	η_1	η_3	η_{1_inter}
1	1.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.26	0.26	0.50	0.00
2	1.000	0.780	0.780	0.21	0.24	0.00	0.00	0.50	0.50	0.49	0.00
3	2.000	0.000	0.780	0.21	0.24	0.00	0.00	0.50	0.50	0.49	0.00
4	2.000	1.380	2.160	0.49	0.36	0.00	0.00	0.46	0.46	0.44	0.00
5	3.000	0.000	2.160	0.49	0.36	0.00	0.00	0.46	0.46	0.44	0.00
6	3.000	1.240	3.400	0.71	0.43	0.00	0.00	0.61	0.61	0.41	0.00
7	4.000	0.000	3.400	0.71	0.43	0.00	0.00	0.61	0.61	0.41	0.00
8	4.000	0.930	4.330	0.82	0.47	0.00	0.00	0.70	0.70	0.35	0.00
9	5.000	0.000	4.330	0.82	0.47	0.00	0.00	0.70	0.70	0.35	0.00
10	5.000	2.160	6.490	0.95	0.52	0.00	0.00	0.84	0.84	0.23	0.00
11	6.000	0.000	6.490	0.95	0.52	0.00	0.00	0.84	0.84	0.23	0.00
12	6.000	2.160	8.650	0.97	0.53	0.00	0.00	0.85	0.85	0.04	0.00
13	7.000	0.000	8.650	0.97	0.53	0.00	0.00	0.85	0.85	0.04	0.00
14	7.000	2.160	10.810	0.92	0.52	0.00	0.00	0.81	0.81	0.24	0.00
15	8.000	0.000	10.810	0.92	0.52	0.00	0.00	0.81	0.81	0.24	0.00
16	8.000	2.160	12.970	0.73	0.47	0.00	0.00	0.67	0.67	0.32	0.00
17	9.000	0.000	12.970	0.73	0.47	0.00	0.00	0.67	0.67	0.32	0.00
18	9.000	0.930	13.900	0.61	0.43	0.00	0.00	0.58	0.58	0.34	0.00
19	10.000	0.000	13.900	0.61	0.43	0.00	0.00	0.58	0.58	0.34	0.00
20	10.000	1.240	15.140	0.43	0.36	0.00	0.00	0.44	0.44	0.37	0.00
21	11.000	0.000	15.140	0.43	0.36	0.00	0.00	0.44	0.44	0.37	0.00
22	11.000	1.380	16.520	0.19	0.24	0.00	0.00	0.48	0.48	0.42	0.00
23	12.000	0.000	16.520	0.19	0.24	0.00	0.00	0.48	0.48	0.42	0.00
24	12.000	0.780	17.300	0.00	0.00	0.00	0.00	0.26	0.26	0.43	0.00

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

16 ALLEGATO 5 – TRAVERSO - VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - traverso

Verifica delle saldature longitudinali

Verifica saldature longitudinali	Var	unità	
resistenza a snervamento dell'acciaio delle anime	fy	Mpa	355
Coefficiente beta 1	β1		0.70
Coefficiente beta 2	β2		0.85
Calcolo delle azioni per effetti locali			
peso proprio soletta	Qc1	kN/ml	10.9
permanenti portati	Qc2	kN/ml	32.0
Carico accidentale fattorizzato per verifiche SLU	Qik	kN	150
larghezza di diffusione in dir. longitudinale	Ld	m	1.24
Carico accidentale distribuito	Qik		121.0
Fattore parziale per verifiche SLU	γc		1.35
Carico complessivo fattorizzato	Qtot		221.3
Classe di resistenza a fatica per saldature longitudinali	Δtc	Mpa	80.0
Coefficiente di resistenza parziale	γMf		1.35
resistenza di calcolo a fatica	Δtc/γMf	Mpa	27.1

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	VERIFICHE SLU							VERIFICHE A FATICA							
							fibra B			fibra C				fibra B			fibra C				
							Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	oper (Mpa)	sid (Mpa)	Ver SLU	ΔVde (kN)	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat
1	1	0.000	0.000	0.008	0.006	1350.1	1.22322	145.97	OK!	0.97408	116.24	19.56	117.9	OK!	0.0	1.22322	0.00	OK!	1.03874	0.00	OK!
2	1	0.780	0.780	0.008	0.006	1306.6	1.22322	141.26	OK!	0.97408	112.49	19.56	114.2	OK!	0.0	1.22322	0.00	OK!	1.04265	0.00	OK!
3	2	0.000	0.780	0.008	0.006	1306.6	1.22322	141.26	OK!	0.97408	112.49	19.56	114.2	OK!	0.0	1.22322	0.00	OK!	1.04265	0.00	OK!
4	2	1.380	2.160	0.008	0.006	1227.5	1.15755	125.59	OK!	0.91500	99.27	19.56	101.2	OK!	0.0	1.15755	0.00	OK!	1.00598	0.00	OK!
5	3	0.000	2.160	0.008	0.006	1227.5	1.15755	125.59	OK!	0.91500	99.27	19.56	101.2	OK!	0.0	1.15755	0.00	OK!	1.00598	0.00	OK!
6	3	1.240	3.400	0.008	0.006	1151.8	1.11236	113.25	OK!	0.87457	89.04	19.56	91.2	OK!	0.0	1.11236	0.00	OK!	0.98124	0.00	OK!
7	4	0.000	3.400	0.008	0.006	1151.8	1.11236	113.25	OK!	0.87457	89.04	19.56	91.2	OK!	0.0	1.11236	0.00	OK!	0.98124	0.00	OK!
8	4	0.930	4.330	0.008	0.006	739.8	1.07844	70.52	OK!	0.84435	55.21	19.56	58.6	OK!	0.0	1.07844	0.00	OK!	0.96156	0.00	OK!
9	5	0.000	4.330	0.008	0.006	739.8	1.07844	70.52	OK!	0.84435	55.21	19.56	58.6	OK!	0.0	1.07844	0.00	OK!	0.96156	0.00	OK!
10	5	2.160	6.490	0.008	0.006	232.5	1.00609	20.68	OK!	0.78032	16.04	19.56	25.3	OK!	0.0	1.00609	0.00	OK!	0.91114	0.00	OK!
11	6	0.000	6.490	0.008	0.006	232.5	1.00609	20.68	OK!	0.78032	16.04	19.56	25.3	OK!	0.0	1.00609	0.00	OK!	0.91114	0.00	OK!
12	6	2.160	8.650	0.008	0.006	109.1	0.94848	9.14	OK!	0.72976	7.03	19.56	20.8	OK!	0.0	0.94848	0.00	OK!	0.87023	0.00	OK!
13	7	0.000	8.650	0.008	0.006	109.1	0.94848	9.14	OK!	0.72976	7.03	19.56	20.8	OK!	0.0	0.94848	0.00	OK!	0.87023	0.00	OK!
14	7	2.160	10.810	0.008	0.006	559.7	1.00609	49.77	OK!	0.78032	38.61	19.56	43.3	OK!	0.0	1.00609	0.00	OK!	0.91114	0.00	OK!
15	8	0.000	10.810	0.008	0.006	559.7	1.00609	49.77	OK!	0.78032	38.61	19.56	43.3	OK!	0.0	1.00609	0.00	OK!	0.91114	0.00	OK!
16	8	2.160	12.970	0.008	0.006	792.0	1.07844	75.50	OK!	0.84435	59.11	19.56	62.3	OK!	0.0	1.07844	0.00	OK!	0.96156	0.00	OK!
17	9	0.000	12.970	0.008	0.006	792.0	1.07844	75.50	OK!	0.84435	59.11	19.56	62.3	OK!	0.0	1.07844	0.00	OK!	0.96156	0.00	OK!
18	9	0.930	13.900	0.008	0.006	851.4	1.11236	83.70	OK!	0.87457	65.81	19.56	68.7	OK!	0.0	1.11236	0.00	OK!	0.98124	0.00	OK!
19	10	0.000	13.900	0.008	0.006	851.4	1.11236	83.70	OK!	0.87457	65.81	19.56	68.7	OK!	0.0	1.11236	0.00	OK!	0.98124	0.00	OK!
20	10	1.240	15.140	0.008	0.006	927.0	1.15755	94.84	OK!	0.91500	74.97	19.56	77.5	OK!	0.0	1.15755	0.00	OK!	1.00598	0.00	OK!
21	11	0.000	15.140	0.008	0.006	927.0	1.15755	94.84	OK!	0.91500	74.97	19.56	77.5	OK!	0.0	1.15755	0.00	OK!	1.00598	0.00	OK!
22	11	1.380	16.520	0.008	0.006	1006.1	1.22322	108.78	OK!	0.97408	86.62	19.56	88.8	OK!	0.0	1.22322	0.00	OK!	1.04265	0.00	OK!
23	12	0.000	16.520	0.008	0.006	1006.1	1.22322	108.78	OK!	0.97408	86.62	19.56	88.8	OK!	0.0	1.22322	0.00	OK!	1.04265	0.00	OK!
24	12	0.780	17.300	0.008	0.006	1049.6	1.22322	113.48	OK!	0.97408	90.37	19.56	92.5	OK!	0.0	1.22322	0.00	OK!	1.03874	0.00	OK!

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

17 ALLEGATO 6 – TRAVERSO - VERIFICA DELLE CONNESSIONI A PIOLI

LAVORO: SS128_PO02- L=50.0 m - trasverso

Verifica delle piolature

Resistenza dei connettori	Var	unità	
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	ft	Mpa	450
coefficiente di resistenza parziale	γ_V		1.25
Diametro del piolo	d	mm	22
altezza del piolo	hsc	mm	220
resistenza a compressione cilindrica cls soletta	fck	Mpa	35
Modulo elastico cls soletta	Ec	Mpa	34077
coefficiente alpha	α		1.0
Resistenza del piolo (componente acciaio)	$P_{RD,a}$	kN	109.5
Resistenza del piolo (componente cls)	$P_{RD,c}$	kN	122.6
Resistenza del piolo SLU (min ($P_{RD,a}, P_{RD,c}$))	$P_{RD,SLU}$	kN	109.5
Coefficiente Ks	Ks		0.75
Resistenza del piolo SLE (ks x Prd)	$P_{RD,SLE}$	kN	82.1

Dati per verifiche a fatica - Danneggiamento equivalente	Var	unità	
Classe di resistenza a fatica per pioli (scorrimento)	$\Delta\tau_c$	Mpa	90.0
Classe di resistenza a fatica della piat. Sup. per effetto saldatura pioli	$\Delta\sigma_c$	Mpa	80.0
Coefficiente parziale amplificativo dei carichi	γ_{FF}		1.00
Coefficiente di resistenza parziale (verifica al danneggiamento)	γ_{Mf}		1.15
Resistenza di calcolo a fatica pioli Dtr_rid	$\Delta\tau_c/(\gamma_{Mf} \times \gamma_{FF})$	Mpa	78.3
Resistenza di calcolo a piattabanda superiore Dse_rid	$\Delta\sigma_c/(\gamma_{Mf} \times \gamma_{FF})$	Mpa	69.6

Azioni concentrate alle estremità	kN	Ritiro	Var.Ter.+	Var.Ter.-
Sforzo normale	m	1218.3	-1171.4	1171.4
yG-yGc	m	0.292	0.166	0.166
yG-yGa	m2	0.347	0.474	0.474
A trave isolata	m2	0.035	0.035	0.035
A sezione composta	m4	0.077	0.136	0.136
I sezione composta	kN/m	0.01177	0.01490	0.01490
Sforzo assiale trave in acciaio	m	185.1	-85.0	85.0
lunghezza ls	kN	2.638	2.638	2.638
Vmax	m	140.3	-64.5	64.5
lunghezza totale viadotto		17.3	17.3	17.3

Fattori lambda - Danneggiamento equivalente	Var	unità	
tipo di traffico:	percorrenza	lunga	
Vita di progetto del ponte	t_{ld}	anni	100
Peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta	Qm1	kN	445
numero di veicoli di massa superiore a 10 ton transitanti sulla corsia	Nobs		5.0E+05
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda 2	λ_2		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_3		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_4		1.00
fattore lambda v 1	λ_{v1}		1.55
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda v 2	λ_{v2}		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_{v3}		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_{v4}		1.00
fattore lambda v	λ_v		1.437

coeff. Par. 1.20 coeff. Par. 0.90 coeff. Par. 0.90

		Verifiche SLU																								Cedimenti vincolari		
		Cedimenti vincolari		Ritiro		Var. Ter.+		Var. Ter.-		Carichi mobili				Combinazioni				Inviluppi		Cedimenti vincolari								
				azioni alle estremità		azioni alle estremità		azioni alle estremità		CMmax		CMmin		CVmax		CVmin		Vento		C1		C2		Sd (kN)		permane nti portati		
Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Sx/lx (m-1)	Sx/lx (m-1)	Sd2 (kN)	Sdced1 (kN)	Sdced2 (kN)	Sdrit_cod e (kN)	Sdrit3 (kN)	SdDT+_code (kN)	SdDT+3 (kN)	SdDT-_code (kN)	SdDT-3 (kN)	SdCMmax (kN)	SdCMmin (kN)	SdCVmax (kN)	SdCVmin (kN)	Sdq5 (kN)	SdC1 (kN)	SdC2 (kN)	SdC1 (kN)	SdC2 (kN)	Sd (kN)	c.u.	Sd2 (kN)	Sdced1 (kN)	Sdced2 (kN)
1	1.000	0.000	0.000	1.03874	1.03316	-162.6	0.0	0.0	174.0	0.0	-64.7	0.0	64.7	0.0	-879.0	0.0	-1004.4	-1004.4	0.0	76.0	-1106.3	-928.3	-1231.6	1231.6	0.67	-120.4	0.0	0.0
2	1.000	0.780	0.780	1.04265	1.03719	-145.2	0.0	0.0	122.5	0.0	-45.5	0.0	45.5	0.0	-880.1	0.0	-1005.6	-1005.6	0.0	22.9	-1070.9	-982.8	-1196.4	1196.4	0.66	-107.6	0.0	0.0
3	2.000	0.000	0.780	1.04265	1.03719	-145.2	0.0	0.0	122.5	0.0	-45.5	0.0	45.5	0.0	-880.1	0.0	-1005.6	-1005.6	0.0	22.9	-1070.9	-982.8	-1196.4	1196.4	0.66	-107.6	0.0	0.0
4	2.000	1.380	2.160	1.00598	1.00080	-107.2	0.0	0.0	31.5	0.0	-11.7	0.0	11.7	0.0	-848.4	0.0	-969.4	-969.4	0.0	-912.4	-967.3	-1033.4	-1088.3	1088.3	0.60	-79.4	0.0	0.0
5	3.000	0.000	2.160	1.00598	1.00080	-107.2	0.0	0.0	31.5	0.0	-11.7	0.0	11.7	0.0	-848.4	0.0	-969.4	-969.4	0.0	-912.4	-967.3	-1033.4	-1088.3	1088.3	0.60	-79.4	0.0	0.0
6	3.000	1.240	3.400	0.98124	0.97630	-71.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-826.4	0.0	-944.2	-944.2	0.0	-897.8	-897.8	-1015.6	-1015.6	1015.6	0.56	-52.9	0.0	0.0
7	4.000	0.000	3.400	0.98124	0.97630	-71.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-826.4	0.0	-944.2	-944.2	0.0	-897.8	-897.8	-1015.6	-1015.6	1015.6	0.56	-52.9	0.0	0.0
8	4.000	0.930	4.330	0.96156	0.95673	-52.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-799.5	0.0	-552.9	-552.9	0.0	-852.1	-852.1	-605.4	-605.4	852.1	0.47	-38.9	0.0	0.0
9	5.000	0.000	4.330	0.96156	0.95673	-52.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-799.5	0.0	-552.9	-552.9	0.0	-852.1	-852.1	-605.4	-605.4	852.1	0.47	-38.9	0.0	0.0
10	5.000	2.160	6.490	0.91114	0.90634	-24.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-525.7	0.0	-128.9	-128.9	0.0	-550.6	-550.6	-153.8	-153.8	550.6	0.30	-18.5	0.0	0.0
11	6.000	0.000	6.490	0.91114	0.90634	-24.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-525.7	0.0	-128.9	-128.9	0.0	-550.6	-550.6	-153.8	-153.8	550.6	0.30	-18.5	0.0	0.0
12	6.000	2.160	8.650	0.87023	0.86545	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	66.8	0.0	102.2	102.2	0.0	66.8	66.8	102.2	102.2	102.2	0.06	0.0	0.0	0.0
13	7.000	0.000	8.650	0.87023	0.86545	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	66.8	0.0	102.2	102.2	0.0	66.8	66.8	102.2	102.2	102.2	0.06	0.0	0.0	0.0
14	7.000	2.160	10.810	0.91114	0.90634	24.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	558.4	0.0	448.6	448.6	0.0	583.4	583.4	473.5	473.5	583.4	0.32	18.5	0.0	0.0
15	8.000	0.000	10.810	0.91114	0.90634	24.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	558.4	0.0	448.6	448.6	0.0	583.4	583.4	473.5	473.5	583.4	0.32	18.5	0.0	0.0
16	8.000	2.160	12.970	0.96156	0.95673	52.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	722.0	0.0	606.5	606.5	0.0	774.5	774.5	659.1	659.1	774.5	0.42	38.9	0.0	0.0
17	9.000	0.000	12.970	0.96156	0.95673	52.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	722.0	0.0	606.5	606.5	0.0	774.5	774.5	659.1	659.1	774.5	0.42	38.9	0.0	0.0
18	9.000	0.930	13.900	0.98124	0.97630	71.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	747.3	0.0	629.4	629.4	0.0	818.7	818.7	700.8	700.8	818.7	0.45	52.9	0.0	0.0
19	10.000	0.000	13.900	0.98124	0.97630	71.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	747.3	0.0	629.4	629.4	0.0	818.7	818.7	700.8	700.8	818.7	0.45	52.9	0.0	0.0
20	10.000	1.240	15.140	1.00598	1.00080	107.2	0.0	0.0	-31.5	0.0	11.7	0.0	-11.7	0.0	767.2	0.0	646.2	646.2	0.0	831.1	886.1	710.2	765.1	886.1	0.49	79.4	0.0	0.0
21	11.000	0.000	15.140	1.00598	1.00080	107.2	0.0	0.0	-31.5	0.0	11.7	0.0	-11.7	0.0	767.2	0.0	646.2	646.2	0.0	831.1	886.1	710.2	765.1	886.1	0.49	79.4	0.0	0.0
22	11.000	1.380	16.520	1.04265	1.03719	145.2	0.0	0.0	-122.5	0.0	45.5	0.0	-45.5	0.0	795.9	0.0	670.3	670.3	0.0	-22.9	986.6	647.5	861.1	986.6	0.54	107.6	0.0	0.0
23	12.000	0.000	16.520	1.04265	1.03719	145.2	0.0	0.0	-122.5	0.0	45.5	0.0	-45.5	0.0	795.9	0.0	670.3	670.3	0.0	-22.9	986.6	647.5	861.1	986.6	0.54	107.6	0.0	0.0
24	12.000	0.780	17.300	1.03874	1.03316	162.6	0.0	0.0	-174.0	0.0	64.7	0.0	-64.7	0.0	794.8	0.0	669.5	669.5	0.0	-76.0	1022.1	593.5	896.8	1022.1	0.56	120.4	0.0	0.0

coeff. Par. 1.00 coeff. Par. 0.60 coeff. Par. 0.60

Modello di carico di fatica **LM3**

Verifiche SLE																	Verifiche a Fatica							Risultati				
Ritiro		Var. Ter.+		Var. Ter.-		Carichi mobili				Combinazioni				Involuppi														
azioni alle estremità	iperstatico	azioni alle estremità	iperstatico	azioni alle estremità	iperstatico	CMmax	CMmin	CVmax	CVmin	Vento	C1 Mmax	C2 Mmax	C1 Vmax	C2 Vmax	Sd	c.u.	λ_1	λ_{max}	λ	$\Delta\tau E$	$\Delta\sigma E$	$\frac{\Delta\tau E}{\Delta\tau_{rid}} \leq 1.0$	$\frac{\Delta\sigma E}{\Delta\sigma_{rid}} \leq 1.0$	Interazione ≤ 1.3	c.u.	FS_max	Status	Condizione Dominante
145.0	0.0	-43.1	0.0	43.1	0.0	-651.1	0.0	-744.0	-744.0	0.0	67.6	-814.7	-676.3	-907.5	907.5	0.66	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00			
102.1	0.0	-30.4	0.0	30.4	0.0	-652.0	0.0	-744.9	-744.9	0.0	24.9	-789.9	-720.0	-882.8	882.8	0.65	0.00	0.00	0.00	0.5	0.0	0.01	0.00	0.01	0.01			
102.1	0.0	-30.4	0.0	30.4	0.0	-652.0	0.0	-744.9	-744.9	0.0	24.9	-789.9	-720.0	-882.8	882.8	0.65	0.00	0.00	0.00	0.5	0.0	0.01	0.00	0.01	0.01			
26.3	0.0	-7.8	0.0	7.8	0.0	-628.4	0.0	-718.1	-718.1	0.0	-673.8	-715.7	-763.4	-805.3	805.3	0.59	0.00	0.00	0.00	3.8	0.0	0.05	0.00	0.05	0.05			
26.3	0.0	-7.8	0.0	7.8	0.0	-628.4	0.0	-718.1	-718.1	0.0	-673.8	-715.7	-763.4	-805.3	805.3	0.59	0.00	0.00	0.00	3.8	0.0	0.05	0.00	0.05	0.05			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-612.1	0.0	-699.4	-699.4	0.0	-665.0	-665.0	-752.3	-752.3	752.3	0.55	0.00	0.00	0.00	7.3	0.0	0.09	0.00	0.09	0.09			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-612.1	0.0	-699.4	-699.4	0.0	-665.0	-665.0	-752.3	-752.3	752.3	0.55	0.00	0.00	0.00	7.3	0.0	0.09	0.00	0.09	0.09			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-592.2	0.0	-409.5	-409.5	0.0	-631.1	-631.1	-448.5	-448.5	631.1	0.46	0.00	0.00	0.00	11.6	0.0	0.15	0.00	0.15	0.15			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-592.2	0.0	-409.5	-409.5	0.0	-631.1	-631.1	-448.5	-448.5	631.1	0.46	0.00	0.00	0.00	11.6	0.0	0.15	0.00	0.15	0.15			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-389.4	0.0	-95.5	-95.5	0.0	-407.8	-407.8	-113.9	-113.9	407.8	0.30	0.00	0.00	0.00	13.8	0.0	0.18	0.00	0.18	0.18			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-389.4	0.0	-95.5	-95.5	0.0	-407.8	-407.8	-113.9	-113.9	407.8	0.30	0.00	0.00	0.00	13.8	0.0	0.18	0.00	0.18	0.18			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	49.5	0.0	75.7	75.7	0.0	49.5	49.5	75.7	75.7	75.7	0.06	0.00	0.00	0.00	18.7	0.0	0.24	0.00	0.24	0.24			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	49.5	0.0	75.7	75.7	0.0	49.5	49.5	75.7	75.7	75.7	0.06	0.00	0.00	0.00	18.7	0.0	0.24	0.00	0.24	0.24			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	413.7	0.0	332.3	332.3	0.0	432.1	432.1	350.7	350.7	432.1	0.32	0.00	0.00	0.00	25.9	0.0	0.33	0.00	0.33	0.33			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	413.7	0.0	332.3	332.3	0.0	432.1	432.1	350.7	350.7	432.1	0.32	0.00	0.00	0.00	25.9	0.0	0.33	0.00	0.33	0.33			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	534.8	0.0	449.3	449.3	0.0	573.7	573.7	488.2	488.2	573.7	0.42	0.00	0.00	0.00	33.0	0.0	0.42	0.00	0.42	0.42			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	534.8	0.0	449.3	449.3	0.0	573.7	573.7	488.2	488.2	573.7	0.42	0.00	0.00	0.00	33.0	0.0	0.42	0.00	0.42	0.42			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	553.5	0.0	466.2	466.2	0.0	606.4	606.4	519.1	519.1	606.4	0.44	0.00	0.00	0.00	40.2	0.0	0.51	0.00	0.51	0.51			
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	553.5	0.0	466.2	466.2	0.0	606.4	606.4	519.1	519.1	606.4	0.44	0.00	0.00	0.00	40.2	0.0	0.51	0.00	0.51	0.51			
-26.3	0.0	7.8	0.0	-7.8	0.0	568.3	0.0	478.6	478.6	0.0	613.6	655.5	524.0	565.9	655.5	0.48	0.00	0.00	0.00	47.4	0.0	0.61	0.00	0.61	0.61			
-26.3	0.0	7.8	0.0	-7.8	0.0	568.3	0.0	478.6	478.6	0.0	613.6	655.5	524.0	565.9	655.5	0.48	0.00	0.00	0.00	47.4	0.0	0.61	0.00	0.61	0.61			
-102.1	0.0	30.4	0.0	-30.4	0.0	589.5	0.0	496.6	496.6	0.0	-24.9	727.4	471.6	634.5	727.4	0.53	0.00	0.00	0.00	48.2	0.0	0.62	0.00	0.62	0.62			
-102.1	0.0	30.4	0.0	-30.4	0.0	589.5	0.0	496.6	496.6	0.0	-24.9	727.4	471.6	634.5	727.4	0.53	0.00	0.00	0.00	48.2	0.0	0.62	0.00	0.62	0.62			
-145.0	0.0	43.1	0.0	-43.1	0.0	588.8	0.0	495.9	495.9	0.0	-67.6	752.3	428.3	659.5	752.3	0.55	0.00	0.00	0.00	54.5	0.0	0.70	0.00	0.70	0.70			

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

18 ALLEGATO 7 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA

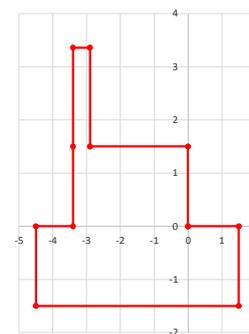
LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

Caratteristiche geometriche elevazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Paragliaia - 1	0.50	0.50	20.60	1.86	-2.90	0.00	1.50
Muro frontale - 2	3.50	3.50	20.60	0.00	0.00	0.00	1.50
Muro frontale - 3	3.50	3.50	20.60	0.00	0.00	0.00	1.50
Muro frontale - 4	3.50	3.50	20.60	1.50	0.00	0.00	0.00
Muro risolto posteriore sx - 1	1.45	1.45	0.50	1.85	-3.40	-10.05	1.50
Muro risolto posteriore sx - 2	1.45	1.45	0.50	0.00	-3.50	-10.05	1.50
Muro risolto posteriore sx - 3	1.45	1.45	0.50	0.00	-3.50	-10.05	1.50
Muro risolto posteriore sx - 4	1.45	1.45	0.50	1.50	-3.50	-10.05	0.00
Muro risolto posteriore dx - 1	1.45	1.45	0.50	1.85	-3.40	10.05	1.50
Muro risolto posteriore dx - 2	1.45	1.45	0.50	0.00	-3.50	10.05	1.50
Muro risolto posteriore dx - 3	1.45	1.45	0.50	0.00	-3.50	10.05	1.50
Muro risolto posteriore dx - 4	1.45	1.45	0.50	1.50	-3.50	10.05	0.00
Cordolo risolto sx	1.45	1.45	0.00	0.00	-3.40	-9.80	3.35
Cordolo risolto dx	1.45	1.45	0.00	0.00	-3.40	9.80	3.35
Orecchia sx - 1	0.00	0.00	0.50	0.00	-4.85	-10.05	3.35
Orecchia sx - 2	0.00	0.00	0.50	0.00	-4.85	-10.05	3.35
Orecchia dx - 1	0.00	0.00	0.50	0.00	-4.85	10.05	3.35
Orecchia dx - 2	0.00	0.00	0.50	0.00	-4.85	10.05	3.35



Caratteristiche geometriche fondazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	h (m)	Disx (m)	Disy (m)
Zattera di fondazione	6.00	23.60	1.50	-1.50	0.00

Caratteristiche geometriche complessive muro frontale (Paragliaia+Muro frontale)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Valore	Unità	
Altezza complessiva elevazione	Hfron	m	3.36
Area sezione trasversale	Afron	m ²	6.18
Volume c.a.	Vfron	mc	127.31
Xbaricentro	Xg fron	m	-1.96
Ybaricentro	Yg fron	m	0.00
Zbaricentro	Zg fron	m	1.00
Dis. spigolo ant. Baric. spiccato	Lxinf/2	m	1.75

Caratteristiche geometriche complessive elevazione (Paragliaia+Muro frontale+muri risolto +Cordoli risolto+Orecchie+Valette+Speroni)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Valore	Unità	
Volume c.a.	Vele	mc	132.17
Xbaricentro	Xg ele	m	-2.04
Ybaricentro	Yg ele	m	0.00
Zbaricentro	Zg ele	m	1.03

Caratteristiche geometriche complessive fondazione

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Descrizione	Valore	Unità	
Volume c.a.	Vfon	mc	212.40
Xbaricentro	Xg fon	m	-3.00
Ybaricentro	Yg fon	m	0.00
Zbaricentro	Zg fon	m	0.75

Note:

- Lx sup: lunghezza in direzione x della faccia superiore
- Lx inf: lunghezza in direzione y della faccia inferiore
- h: altezza del parallelepipedo
- Dx: distanza in dir. X tra faccia anteriore e faccia muro frontale
- Dy: distanza in dir. Y tra mezzeria parallelepipedo e mezzeria muro frontale
- Dz: distanza in dir. Z tra faccia inferiore e spiccato muro frontale
- Disx: Disassamento in dir. X mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione
- Disy: Disassamento in dir. Y mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

Caratteristiche terreno di rinterro a tergo spalla

Angolo d'attrito	fir	deg	35.0
peso di volume	γ	kN/mc	18.0
Coefficiente di spinta attiva (Rankine)	ka		0.271
Coefficiente di spinta a riposo	k0		0.426
Condizioni di spinta: 1 - attiva; 2 - riposo		Tip. spinta	2
Coefficiente di spinta di calcolo		K	0.426

Caratteristiche geometriche complessive rinterro

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Rinterro - 1	1.45	1.45	19.60	1.86	-3.40	0.00	1.50
Rinterro - 2	1.45	1.45	19.60	0.00	-3.50	0.00	1.50
Rinterro - 3	1.45	1.45	19.60	0.00	-3.50	0.00	1.50
Rinterro - 4	1.45	1.45	19.60	1.50	-3.50	0.00	0.00

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Descrizione	Valore	Unità	
Volume rinterro	Vrin	mc	95.49
Xbaricentro	Xg rin	m	-5.67
Ybaricentro	Yg rin	m	0.00
Zbaricentro	Zg rin	m	3.18

Dati sovraccarico terrapieno

sovraccarico	Q	kN/mq	20.0
--------------	---	-------	------

AZIONI TRASMESSE DALLA SPALLA

Rispetto al baricentro della palificata

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	8614
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-1790
Momento trasversale	Mxg1	kNm	0.0
Peso terreno su fondazione			
Peso rinterro	Fzg2	kN	1719
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-4589
Momento trasversale	Mxg1	kNm	0.0
Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	2139
Momento longitudinale	Myg3	kNm	3466
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	978
Carico verticale	Fzg3	kN	568
Momento longitudinale	Myg3	kNm	1084
Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		B
Fattore Ss			1.20
Fattore St			1.0

LAVORO: SS128 - P002 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

Fattore S	S	1.20
Valore di ag/g	ag/g	0.061
fattore bm	βm	1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.073
Coefficiente sismico verticale	kv	0.037

Struttura che ammette spostamenti: 1 - si: 2 - no	Tip spost	1
---	-----------	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK

Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ν	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	4.86
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθa		0.071
angolo teta a	θa	deg	4.0
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.310
tangente teta b= kh/(1-kv)	tanθb		0.076
angolo teta b	θb	deg	4.3
coefficiente di spinta attiva Ka-b	Ka-b		0.313
Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	1612.4
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	1513.8
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	1612.4
altezza di applicazione	H	kN	2.43
Momento longitudinale	MyDP	kNm	3918

Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate:	Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)			
Spinta del terreno	Es	kN	1612	
Momento longitudinale	MyEs	kNm	3918	
Forze inerziali				
<i>Sisma longitudinale</i>				
Forza orizzontale longitudinale	FxE.2x	kN	756	
Momento longitudinale	MyE.2x	kNm	1303	
<i>Sisma trasversale</i>				
Forza orizzontale trasversale	FyE.2y	kN	756	
Momento trasversale	MxE.2y	kNm	1303	
<i>Sisma verticale</i>				
Forza verticale	FzE.2z	kN	-378	
Momento longitudinale	MyE.2z	kNm	233	
Momento trasversale	MxE.2z	kNm	0	

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + baggioli + muro frontale + fondazioni	3.50
Distanza asse appoggi - asse fondazione	0.75

		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	0	5398	0	0
g2a	Perm. portati - impalcato	0	0	1708	0	0
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	0	2399	4018	0
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	0	1905	5349	0
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	2399	-4018	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	1905	-5349	0
q3	Frenatura	500	0	0	0	0
q4a	Forza centrifuga Nmax	0	0	0	0	0
q4b	Forza centrifuga Mtmax	0	0	0	0	0
q5a	Vento Impalcato scarico	0	243	0	455	0
q5b	Vento Impalcato carico	0	298	0	557	0
q7a	Var. termica positiva	0	0	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	213	0	0	0	0
Ex	Sisma longitudinale	3220	0	0	0	0
Ey	Sisma trasversale	0	520	0	749	0
Ez	Sisma verticale	0	0	430	0	0

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO PALI

Coordinate baricentro pali	=	3.00	coordinata x
x	=	0.00	coordinata y
y	=	0.00	coordinata z
z	=		

		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	0	5398	0	-4048
g1b-sp	Peso proprio spalla	0	0	8614	0	1790
g2a	Perm. portati - impalcato	0	0	1708	0	-1281
g2b-sp	Perm. portati - Rinterro	0	0	1719	0	4589
g3-sp	spinta statiche del terreno	2139	0	0	0	-3466
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	0	2399	4018	-1799
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	0	1905	5349	-1429
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	2399	-4018	-1799
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	1905	-5349	-1429
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	978	0	568	0	-1084
q3	Frenatura	500	0	0	0	-1751
q4a	Forza centrifuga Nmax	0	0	0	0	0
q4b	Forza centrifuga Mtmax	0	0	0	0	0
q5a	Vento Impalcato scarico	0	243	0	1305	0
q5b	Vento Impalcato carico	0	298	0	1599	0
q7a	Var. termica positiva	0	0	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	213	0	0	0	-746
Ex	Sisma longitudinale	3220	0	0	0	-11269
Ey	Sisma trasversale	0	520	0	2570	0
Ez	Sisma verticale	0	0	430	0	-323
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	1612	0	0	0	-3918
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	756	0	0	0	-1303
E.2y-sp	Forze inerziali trasversali spalla	0	756	0	1303	0
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	0	-378	0	-233

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

Fy	268	268	268	268	-268	-268	-268	-268	447	447	447	447	-446	-446	-446	-446
Fz	26547	26547	26047	26047	26547	26547	26047	26047	26547	26547	26047	26047	26547	26547	26047	26047
Mx	5507	5507	6855	6855	-5507	-5507	-6855	-6855	6467	6467	7814	7814	-6466	-6466	-7814	-7814
My	-7076	-7076	-6701	-6701	-7076	-7076	-6701	-6701	-7076	-7076	-6701	-6701	-7076	-7076	-6701	-6701

	S.L.U.								S.L.V.					
	e3								E.x		E.y		E.z	
Fx	4134	4134	4134	4134	4134	4134	4134	4134	5802	5802	1890	1890	1890	1890
Fy	268	268	268	268	-268	-268	-268	-268	383	383	1277	1277	383	383
Fz	26547	26547	26047	26047	26547	26547	26047	26047	17454	17423	17454	17423	17491	17387
Mx	5507	5507	6855	6855	-5507	-5507	-6855	-6855	1162	1162	3873	3873	1162	1162
My	-7076	-7076	-6701	-6701	-7076	-7076	-6701	-6701	-16353	-16020	-4810	-4476	-5199	-4087

	S.L.E.car								q3							
Fx	3331	3331	3331	3331	3331	3331	3331	3331	3586	3586	3586	3586	3586	3586	3586	3086
Fy	179	179	179	179	-179	-179	-179	-179	179	179	179	179	-179	-179	-179	-179
Fz	20406	20406	19912	19912	20406	20406	19912	19912	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294
Mx	4977	4977	6309	6309	-4977	-4977	-6308	-6308	3973	3973	4971	4971	-3973	-3973	-4971	-4971
My	-6045	-6045	-5675	-5675	-6045	-6045	-5675	-5675	-7076	-7076	-6798	-6798	-7076	-7076	-6798	-5046

	S.L.E.car								q5							
Fx	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086
Fy	179	179	179	179	-179	-179	-179	-179	298	298	298	298	-298	-298	-298	-298
Fz	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294
Mx	3973	3973	4971	4971	-3973	-3973	-4971	-4971	4612	4612	5611	5611	-4612	-4612	-5610	-5610
My	-5324	-5324	-5046	-5046	-5324	-5324	-5046	-5046	-5324	-5324	-5046	-5046	-5324	-5324	-5046	-5046

	S.L.E.car								q5							
	e3															
Fx	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086
Fy	179	179	179	179	-179	-179	-179	-179	298	298	298	298	-298	-298	-298	-298
Fz	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294
Mx	3973	3973	4971	4971	-3972	-3972	-4971	-4971	4612	4612	5611	5611	-4612	-4612	-5610	-5610
My	-5324	-5324	-5046	-5046	-5324	-5324	-5046	-5046	-5324	-5324	-5046	-5046	-5324	-5324	-5046	-5046

	S.L.freq								e3				q5				S.L.qp			
Fx	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	3086	2352	2352	2352	2352	2352	2352	2352	2352				
Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49	-49	0	0	0	0				
Fz	19664	19664	19294	19294	19664	19664	19294	19294	17439	17439	17439	17439	17439	17439	17439	17439				
Mx	3014	3014	4012	4012	-3013	-3013	-4012	-4012	0	0	261	-261	0	0	0	0				
My	-5324	-5324	-5046	-5046	-5324	-5324	-5046	-5046	-3162	-3162	-3162	-3162	-3162	-3162	-3162	-3162				

CALCOLO AZIONI SUI PALI

Geometria della palificata

Attenzione: 1° fila sempre posteriore

PALO	Fila	X	Y	Xp	Yp	trav Jxi	long Jyi	trav Yp/Sjxi	long Xp/Sjyi	Plinto	X	Y
1	1	1.00	10.80	-2.00	10.80	116.64	4.000	0.015	-0.036		0.00	11.80
2	1	1.00	7.20	-2.00	7.20	51.84	4.000	0.010	-0.036		6.00	11.80
3	1	1.00	3.60	-2.00	3.60	12.96	4.000	0.005	-0.036		6.00	-11.80
4	1	1.00	0.00	-2.00	0.00	0.00	4.000	0.000	-0.036		0.00	-11.80
5	1	1.00	-3.60	-2.00	-3.60	12.96	4.000	-0.005	-0.036		0.00	11.80
6	1	1.00	-7.20	-2.00	-7.20	51.84	4.000	-0.010	-0.036			
7	1	1.00	-10.80	-2.00	-10.80	116.64	4.000	-0.015	-0.036			
8	2	5.00	10.80	2.00	10.80	116.64	4.000	0.015	0.036			
9	2	5.00	7.20	2.00	7.20	51.84	4.000	0.010	0.036			
10	2	5.00	3.60	2.00	3.60	12.96	4.000	0.005	0.036			
11	2	5.00	0.00	2.00	0.00	0.00	4.000	0.000	0.036			
12	2	5.00	-3.60	2.00	-3.60	12.96	4.000	-0.005	0.036			
13	2	5.00	-7.20	2.00	-7.20	51.84	4.000	-0.010	0.036			
14	2	5.00	-10.80	2.00	-10.80	116.64	4.000	-0.015	0.036			
14	2					725.76	56.00					

CARICO ASSIALE														S.L.U.							
q1														q3							
PALO	FILA	X	Y	Xp	Yp	trav Jxi	long Jyi	trav Yp/Sjxi	long Xp/Sjyi	Plinto	X	Y									
1	1	1782	1782	1779	1779	1578	1578	1522	1522	1641	1641	1639	1639	1477	1477	1435	1435				
2	1	1748	1748	1736	1736	1612	1612	1565	1565	1614	1614	1605	1605	1504	1504	1469	1469				
3	1	1714	1714	1693	1693	1646	1646	1608	1608	1586	1586	1571	1571	1532	1532	1503	1503				
4	1	1680	1680	1651	1651	1680	1680	1651	1651	1559	1559	1537	1537	1559	1559	1537	1537				
5	1	1646	1646	1608	1608	1714	1714	1693	1693	1532	1532	1503	1503	1586	1586	1571	1571				
6	1	1612	1612	1565	1565	1748	1748	1736	1736	1504	1504	1469	1469	1614	1614	1605	1605				
7	1	1578	1578	1522	1522	1782	1782	1779	1779	1477	1477	1435	1435	1641	1641	1639	1639				
8	2	2357	2357	2319	2319	2153	2153	2061	2061	2315	2315	2286	2286	2151	2151	2082	2082				
9	2	2323	2323	2276	2276	2187	2187	2104	2104	2288	2288	2252	2252	2179	2179	2116	2116				
10	2	2289	2289	2233	2233	2221	2221	2147	2147	2261	2261	2218	2218	2206	2206	2150	2150				
11	2	2255	2255	2190	2190	2255	2255	2190	2190	2233	2233	2184	2184	2233	2233	2184	2184				
12	2	2221	2221	2147	2147	2289	2289	2233	2233	2206	2206	2150	2150	2261	2261	2218	2218				
13	2	2187	2187	2104	2104	2323	2323	2276	2276	2179	2179	2116	2116	2288	2288	2252	2252				
14	2	2153	2153	2061	2061	2357	2357	2319	2319	2151	2151	2082	2082	2315	2315	2286	2286				
Nmax		2357	2357	2319	2319	2357	2357	2319	2319	2315	2315	2286	2286	2315	2315	2286	2286				
Nmin		1578	1578	1522	1522	1578	1578	1522	1522	1477	1477	1435	1435	1477	1477	1435	1435				
TAGLIO																					
taglio Vx		319	319	319	319	319	319	319	319	344	344	344	344	344	344	344	344				
taglio Vy		19	19	19	19	-19	-19	-19	-19	19	19	19	19	-19	-19	-19	-19				
V		319	319	319	319	319	319	319	319	344	344	344	344	344	344	344	344				

CARICO ASSIALE														S.L.U.							
q4														q5							
PALO	FILA	X	Y	Xp	Yp	trav Jxi	long Jyi	trav Yp/Sjxi	long Xp/Sjyi	Plinto	X	Y									
1	1	1725	1725	1723	1723	1562	1562	1519	1519	1740	1740	1737	1737	1547	1547	1505	1505				
2	1	1698	1698	1689	1689	1589	1589	1553	1553	1708	1708	1699	1699	1579	1579	1544	1544				
3	1	1671	1671	1655	1655	1616	1616	1587	1587	1676	1676	1660	1660	1611	1611	1582	1582				
4	1	1644	1644	1621	1621	1644	1644	1621	1621	1644	1644	1621	1621	1644	1644	1621	1621				
5	1	1616	1616	1587	1587	1671	1671	1655	1655	1611	1611	1582	1582	1676	1676	1660	1660				
6	1	1589	1589	1553	1553	1698	1698	1689	1689	1579	1579	1544	1544	1708	1708	1699	1699				
7	1	1562	1562	1519	1519	1725	1725	1723	1723	1547	1547	1505	1505	1740	1740	1737	1737				
8	2	2231	2231	2202	2202	2067	2067	1998	1998	2245	2245	2216	2216	2053	2053	1984	1984				
9	2	2204	2204	2168	2168	2094	2094	2032	2032	2213	2213	2177	2177	2085	2085	2022	2022				
10	2	2176	2176	2134	2134	2122	2122	2066	2066	2181	2181	2139	2139	2117	2117	2061	2061				
11	2	2149	2149	2100	2100	2149	2149	2100	2100	2149	2149	2100	2100	2149	2						

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

S.L.U.										S.L.V.					
CARICO ASSIALE										E.x		E.y		E.z	
PALO										q7					
1	1	1725	1725	1723	1723	1562	1562	1519	1519	680	690	1133	1142	1081	1113
2	1	1698	1698	1689	1689	1589	1589	1553	1553	674	684	1113	1123	1075	1107
3	1	1671	1671	1655	1655	1616	1616	1587	1587	668	678	1094	1104	1069	1102
4	1	1644	1644	1621	1621	1644	1644	1621	1621	663	672	1075	1085	1064	1096
5	1	1616	1616	1587	1587	1671	1671	1655	1655	657	667	1056	1065	1058	1090
6	1	1589	1589	1553	1553	1698	1698	1689	1689	651	661	1037	1046	1052	1084
7	1	1562	1562	1519	1519	1725	1725	1723	1723	645	655	1017	1027	1046	1079
8	2	2231	2231	2202	2202	2067	2067	1998	1998	1848	1834	1476	1462	1452	1405
9	2	2204	2204	2168	2168	2094	2094	2032	2032	1842	1828	1457	1443	1447	1399
10	2	2176	2176	2134	2134	2122	2122	2066	2066	1837	1822	1438	1424	1441	1394
11	2	2149	2149	2100	2100	2149	2149	2100	2100	1831	1817	1419	1404	1435	1388
12	2	2122	2122	2066	2066	2176	2176	2134	2134	1825	1811	1399	1385	1429	1382
13	2	2094	2094	2032	2032	2204	2204	2168	2168	1819	1805	1380	1366	1424	1376
14	2	2067	2067	1998	1998	2231	2231	2202	2202	1813	1799	1361	1347	1418	1371
Nmax		2231	2231	2202	2202	2231	2231	2202	2202	1848	1834	1476	1462	1452	1405
Nmin		1562	1562	1519	1519	1562	1562	1519	1519	645	655	1017	1027	1046	1079
TAGLIO															
taglio Vx		295	295	295	295	295	295	295	295	414	414	135	135	135	135
taglio Vy		19	19	19	19	-19	-19	-19	-19	27	27	91	91	27	27
V		296	296	296	296	296	296	296	296	415	415	163	163	138	138

S.L.E.car										S.L.E.car							
CARICO ASSIALE										q1			q3				
PALO										q1							
1	1	1316	1316	1314	1314	1168	1168	1126	1126	1211	1211	1209	1209	1093	1093	1061	1124
2	1	1291	1291	1282	1282	1192	1192	1157	1157	1191	1191	1185	1185	1112	1112	1086	1149
3	1	1266	1266	1251	1251	1217	1217	1188	1188	1172	1172	1160	1160	1132	1132	1111	1173
4	1	1242	1242	1220	1220	1242	1242	1220	1220	1152	1152	1135	1135	1152	1152	1135	1198
5	1	1217	1217	1188	1188	1266	1266	1251	1251	1132	1132	1111	1111	1172	1172	1160	1223
6	1	1192	1192	1157	1157	1291	1291	1282	1282	1112	1112	1086	1086	1191	1191	1185	1247
7	1	1168	1168	1126	1126	1316	1316	1314	1314	1093	1093	1061	1061	1211	1211	1209	1272
8	2	1748	1748	1719	1719	1599	1599	1531	1531	1716	1716	1695	1695	1598	1598	1547	1484
9	2	1723	1723	1688	1688	1624	1624	1562	1562	1697	1697	1670	1670	1618	1618	1572	1509
10	2	1698	1698	1656	1656	1649	1649	1594	1594	1677	1677	1646	1646	1638	1638	1596	1534
11	2	1673	1673	1625	1625	1673	1673	1625	1625	1657	1657	1621	1621	1657	1657	1621	1558
12	2	1649	1649	1594	1594	1698	1698	1656	1656	1638	1638	1596	1596	1677	1677	1646	1583
13	2	1624	1624	1562	1562	1723	1723	1688	1688	1618	1618	1572	1572	1697	1697	1670	1608
14	2	1599	1599	1531	1531	1748	1748	1719	1719	1598	1598	1547	1547	1716	1716	1695	1632
Nmax		1748	1748	1719	1719	1748	1748	1719	1719	1716	1716	1695	1695	1716	1716	1695	1632
Nmin		1168	1168	1126	1126	1168	1168	1126	1126	1093	1093	1061	1061	1093	1093	1061	1124
TAGLIO																	
taglio Vx		238	238	238	238	238	238	238	238	256	256	256	256	256	256	256	220
taglio Vy		13	13	13	13	-13	-13	-13	-13	13	13	13	13	-13	-13	-13	-13
V		238	238	238	238	238	238	238	238	256	256	256	256	256	256	256	221

S.L.E.car										S.L.E.car							
CARICO ASSIALE										q4			q5				
PALO										q4							
1	1	1274	1274	1272	1272	1155	1155	1124	1124	1283	1283	1281	1281	1146	1146	1114	1114
2	1	1254	1254	1247	1247	1175	1175	1149	1149	1260	1260	1254	1254	1169	1169	1142	1142
3	1	1234	1234	1223	1223	1195	1195	1173	1173	1237	1237	1226	1226	1192	1192	1170	1170
4	1	1214	1214	1198	1198	1214	1214	1198	1198	1214	1214	1198	1198	1214	1214	1198	1198
5	1	1195	1195	1173	1173	1234	1234	1223	1223	1192	1192	1170	1170	1237	1237	1226	1226
6	1	1175	1175	1149	1149	1254	1254	1247	1247	1169	1169	1142	1142	1260	1260	1254	1254
7	1	1155	1155	1124	1124	1274	1274	1272	1272	1146	1146	1114	1114	1283	1283	1281	1281
8	2	1654	1654	1632	1632	1536	1536	1484	1484	1663	1663	1642	1642	1526	1526	1475	1475
9	2	1634	1634	1608	1608	1555	1555	1509	1509	1641	1641	1614	1614	1549	1549	1503	1503
10	2	1614	1614	1583	1583	1575	1575	1534	1534	1618	1618	1586	1586	1572	1572	1531	1531
11	2	1595	1595	1558	1558	1595	1595	1558	1558	1595	1595	1558	1558	1595	1595	1558	1558
12	2	1575	1575	1534	1534	1614	1614	1583	1583	1572	1572	1531	1531	1618	1618	1586	1586
13	2	1555	1555	1509	1509	1634	1634	1608	1608	1549	1549	1503	1503	1641	1641	1614	1614
14	2	1536	1536	1484	1484	1654	1654	1632	1632	1526	1526	1475	1475	1663	1663	1642	1642
Nmax		1654	1654	1632	1632	1654	1654	1632	1632	1663	1663	1642	1642	1663	1663	1642	1642
Nmin		1155	1155	1124	1124	1155	1155	1124	1124	1146	1146	1114	1114	1146	1146	1114	1114
TAGLIO																	
taglio Vx		220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
taglio Vy		13	13	13	13	-13	-13	-13	-13	21	21	21	21	-21	-21	-21	-21
V		221	221	221	221	221	221	221	221	221	221	221	221	221	221	221	221

S.L.E.car									
CARICO ASSIALE									
PALO									
q7									
1	1	1274	1274	1272	1272	1155	1155	1124	1124
2	1	1254	1254	1247	1247	1175	1175	1149	1149
3	1	1234	1234	1223	1223	1195	1195	1173	1173
4	1	1214	1214	1198	1198	1214	1214	1198	1198
5	1	1195	1195	1173	1173	1234	1234	1223	1223
6	1	1175	1175	1149	1149	1254	1254	1247	1247
7	1	1155	1155	1124	1124	1274	1274	1272	1272
8	2	1654	1654	1632	1632	1536	1536	1484	1484
9	2	1634	1634	1608	1608	1555	1555	1509	1509
10	2	1614	1614	1583	1583	1575	1575	1534	1534
11	2	1595	1595	1558	1558	1595	1595	1558	1558
12	2	1575	1575	1534	1534	1614	1614	1583	1583
13	2	1555	1555	1509	1509	1634	1634	1608	1608
14	2	1536	1536	1484	1484	1654	1654	1632	1632
Nmax		1654	1654	1632	1632	1654	1654	1632	1632
Nmin		1155	1155	1124	1124	1155	1155	1124	1124
TAGLIO									
taglio Vx		220	220	220	220	220	220	220	220
taglio Vy		13	13	13	13	-13	-13	-13	-13
V		221	221	221	221	221	221	221	221

S.L.freq										S.L.qp					
CARICO ASSIALE										q7		q5			
PALO										q1					
1	1	1259	1259	1258	1258	1170	1170	1138	1138	1133	1133	1137	1129	1133	1133
2	1	1244	1244	1238	1238	1185	1185	1158	1158	1133	1133	1135	1130	1133	1133
3	1	1229	1229	1218	1218	1200	1200	1178	1178	1133	1133	1134	1131	1133	1133
4	1	1214	1214	1198	1198	1214	1214	1198	1198	1133	1133	1133	1133	1133	1133
5	1	1200	1200	1178	1178	1229	1229	1218	1218	1133	1133	1131	1134	1133	1133
6	1	1185	1185	1158	1158	1244	1244	1238	1238	1133	1133	1130	1135	1133	1133
7	1	1170													

LAVORO: SS128 - P002 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

14	2	1550	1550	1499	1499	1640	1640	1618	1618	1359	1359	1355	1362	1359	1359
Nmax		1640	1640	1618	1618	1640	1640	1618	1618	1359	1359	1362	1362	1359	1359
Nmin		1170	1170	1138	1138	1170	1170	1138	1138	1133	1133	1129	1129	1133	1133
TAGLIO															
taglio Vx		220	220	220	220	220	220	220	220	168	168	168	168	168	168
taglio Vy		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	-3	0	0
V		220	168	168	168	168	168	168							

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	2357	2357	1848	1748	1640	1359
Azione assiale minima	Nmin	645	1435	645	1061	1129	1133
Azione trasversale massima	Vmax	415	344	415	256	220	168

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	33346
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione in cls/malta	Ic	m ⁴	0.1018
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	Ip	m ⁴	0.1018
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	20000
Lunghezza libera d'inflessione	LO	m	4.41

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	2357	1848	1748	1640
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	1435	645	1061	1129
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	758	915	565	486
Momento AMPLIFICATO DEL 20%	Mmax_1a	kNm	910	1098	678	444

Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	Vmax_1a	kN	344	415	256	220
Momento flettente massimo - 2° gabbia	Mmax_2a	kNm	0	0	0	0

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA

	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	27549	17491
Carico verticale medio agente sui pali	1968	1249

LAVORO: VALTROMPIA - SPALLA SPA PONTE SUL CARCINA**Calcolo e verifica zattera di fondazione****MENSOLA ANTERIORE**

Modello di calcolo:

Tirante - puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1.5
numero di file che caricano la mensola	np		1
distanza tra palo 1° fila e sezione di incastro	a1	m	0.05
distanza tra palo 2° fila e sezione di incastro	a2	m	
copriferro	c	m	0.142
larghezza puntone	b	m	1.65
larghezza collaborante	bt	m	1.65
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	40
resistenza a compressione caratteristica cls	fck	Mpa	32
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	18.1
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.36
lunghezza del tirante 1° palo	l1	m	0.32
fattore lambda ($l1 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_1		0.26
lunghezza del tirante 2° palo	l2	m	0.27
fattore lambda ($l2 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_2		0.22
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XA1
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Armatura mensola anteriore	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/pass	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	8	24	0.078	3619
secondo strato dal basso	20	8	24	0.142	3619
terzo strato dal basso	20	8	24	0.206	3619
quarto strato dal basso	0	0	24	0.270	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.142	10857

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	Asmin	Nmax
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	mmq	kN
SLU-STR	2357.4	0.0	344.1	902.4	2306	3546.0
SLU-SIS	1848.1	0.0	415.3	853.0	2180	3351.9
				902.4	2306	3546.0

Armatura effettivamente adottata	As	mmq	10857	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	4248.5	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		21%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	15717.5	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		23%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	σ_s
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	Mpa
SLE-CARATTERISTICA	1747.6	0.0	256.5	670.4	62

LAVORO: VALTROMPIA - SPALLA SPA PONTE SUL CARCINA**Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		17%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ_s Mpa
SLE-FREQUENTE	1639.6	0.0	220.4	608.7	56

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{lim}	MPa	204.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		27%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ_s Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	1358.6	0.0	168.0	489.8	45

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{lim}	MPa	164.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		27%	OK!

MENSOLA POSTERIORE

Modello di calcolo:

Tirante - puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1.50
numero di file che caricano la mensola	np		1
distanza tra palo 1° fila e sezione di incastro	a1	m	0.45
distanza tra palo 2° fila e sezione di incastro	a2	m	
copriferro	c	m	0.078
larghezza puntone	b	m	3.60
larghezza collaborante	bt	m	3.60
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	40
resistenza a compressione caratteristica cls	fck	Mpa	32
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	18.1
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.42
lunghezza del tirante 1° palo	l1	m	0.73
fattore lambda ($l1 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_1		0.57
lunghezza del tirante 2° palo	l2	m	0.28
fattore lambda ($l2 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_2		0.22
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XA1
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Armatura mensola anteriore sezione di larghezza pari a bt	passo cm	n.barre bt/passio	ϕ mm	c m	As mmq
--	-------------	----------------------	--------------	--------	-----------

LAVORO: VALTROMPIA - SPALLA SPA PONTE SUL CARCINA**Calcolo e verifica zattera di fondazione**

primo strato dal basso	20	18	24	0.078	8143
secondo strato dal basso	0	0	24	0.142	0
terzo strato dal basso	0	0	24	0.206	0
quarto strato dal basso	0	0	24	0.270	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.078	8143

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	Asmin mmq	Nmax kN
SLU-STR	1782.4	0	344.1	1264.6	3232	2540.9
SLU-SIS	1142.3	0	415.3	1005.2	2569	2019.7
				1264.6	3232	2540.9

Armatura effettivamente adottata	As	mmq	8143	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	3186.4	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		40%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	32205.5	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		8%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-CARATTERISTICA	1315.8	0	256.5	936.0	115

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		32%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-FREQUENTE	1259.3	0	220.4	870.8	80

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	204.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		39%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	1132.7	0	168.0	753.0	69

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	164.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		42%	OK!

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica muro frontale

Dati	var	unità	
spessore muro frontale	smur	m	3.50
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

AZIONI TRASMESSE DAL MURO FRONTALE

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	155
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-33
Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	43
Momento longitudinale	Myg3	kNm	49
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	29
Momento longitudinale	Myg3	kNm	48
Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		B
Fattore Ss			1.20
Fattore St			1.00
Fattore S	S		1.20
Valore di ag/g	ag/g		0.061
fattore bm	βm		1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh		0.073
Coefficiente sismico verticale	kv		0.037

Struttura che ammette spostamenti: 1 - sì; 2 - no	Tip_spost	1
---	-----------	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK
Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	3.36
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθa		0.071
angolo teta a	θa	deg	4.039
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.310
tangente teta b= kh/(1-kv)	tanθb		0.076
angolo teta b	θb	deg	4.345
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-b		0.313

Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	32.7
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	30.7
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	32.7
altezza di applicazione	H	m	1.7
Momento longitudinale	MyDP	kNm	54.9

Spinta massima in caso sismico

Spinte del terreno in caso sismico Wood) - ipotesi struttura che non ammette spostamenti (q6.1)

Incremento di spinta del terreno	DP	kN	15
altezza di applicazione	H	m	1.7
Momento longitudinale	MyDP	kNm	25

Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate:	Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)		
Spinta del terreno	Es	kN	33
Momento longitudinale	MyEs	kNm	55

Forze inerziali (q6.2)

Sisma longitudinale			
Forza orizzontale longitudinale	Fxq6.2x	kN	11
Momento longitudinale	Myq6.2x	kNm	11
Sisma verticale			
Forza verticale	Fzq6.2z	kN	-6
Momento longitudinale	Myq6.2z	kNm	1

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + muro frontale	2.00
Distanza asse appoggi - asse muro frontale	0.55

	Fx [kN]	Fz [kN]
g1a	0	262
g2a	0	83
e4	0	0
e2	0	0
q1a	0	116
q1b	0	92
q1c	0	116
q1d	0	92
q3	24	0
q7a	0	0
q7b	0	0
q9	10	0
Ex	156	0
Ez	0	21

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO MURO FRONTALE

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica muro frontale

		Fx	Fz	My
		[kN]	[kN]	[kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	262	-144
g1-sp	Peso proprio spalla	0	155	33
g2a	Perm. portati - impalcato	0	83	-46
g3-sp	g3-sp	43	0	-49
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	116	-64
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	92	-51
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	116	-64
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	92	-51
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	29	0	-48
q3	Frenatura	24	0	-49
q7a	Var. termica positiva	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	10	0	-21
Ex	Sisma longitudinale	156	0	-313
Ez	Sisma verticale	0	21	-11
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	33	0	-55
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	11	0	-11
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	-6	-1

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

					S.L.U.								q3				
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
q7a	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
q7b	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
q1a	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
q1e-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

					S.L.U.								S.L.V.				
					e3				Ex				Ez				
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q7b	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1a	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1e-sp	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

					S.L.E.car								q3				
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00
q1a	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1e-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

S.L.E.car
e3

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA

Calcolo e Verifica muro frontale

g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
q7b	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.75
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	S.L.freq				S.L.qp					
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO DEL MURO FRONTALE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	q1				q3				S.L.U.					
Fx	110	110	110	110	110	110	110	110	133	133	133	133	133	133
Fz	831	831	799	799	831	831	799	799	792	792	768	768	792	768
My	-454	-454	-436	-436	-454	-454	-436	-436	-482	-482	-468	-468	-482	-468

	S.L.U.				S.L.V.			
	q7				E.x		E.z	
Fx	100	100	100	100	211	211	70	70
Fz	792	792	768	768	504	495	515	484
My	-416	-416	-403	-403	-560	-553	-304	-279

	q1				q3				S.L.E.car					
Fx	82	82	82	82	82	82	82	82	99	99	99	99	99	99
Fz	616	616	592	592	616	616	592	592	587	587	569	569	587	569
My	-339	-339	-325	-325	-339	-339	-325	-325	-359	-359	-349	-349	-359	-349

	S.L.E.car			
	q7			
Fx	75	75	75	75
Fz	587	587	569	569
My	-311	-311	-301	-301

	S.L.E.freq				S.L.E.qp					
Fx	75	75	75	75	75	75	75	75	54	54
Fz	587	587	569	569	587	587	569	569	499	499
My	-311	-311	-301	-301	-311	-311	-301	-301	-226	-226

Armadura zona tesa muro frontale

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/passco	φ mm	c m	As mmq
primo strato	20	5	16	0.076	1005
secondo strato	0	0	20	0.124	0
Armadura effettivamente disposta			20	0.076	1005

VERIFICHE AGLI SLU

	Var	unità	
Momento di calcolo SLU	MEd_SLU	kNm/ml	482
Momento di calcolo SLV	MEd_SLV	kNm/ml	560
Armadura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	465

Armadura effettivamente adottata:

Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	1212	OK!
Coefficiente di utilizzo	c.u.		46%	OK!

Taglio di calcolo SLU	VEd_SLU	kN/ml	133
Taglio di calcolo SLV	VEd_SLV	kN/ml	211

VERIFICHE AGLI SLE-CAR

Tasso di lavoro armature in zona tesa	σs	Mpa	116
---------------------------------------	----	-----	-----

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica muro frontale

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		32%	OK!

VERIFICHE AGLI SLE-FR

Tasso di lavoro armature in zona tesa	σ_s	Mpa	100	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0	$\sigma_{s,lim}$	MPa	222	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		45%	OK!

VERIFICHE AGLI SLE-QP

Tasso di lavoro armature in zona tesa	σ_s	Mpa	73	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0	$\sigma_{s,lim}$	MPa	182	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		40%	OK!

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica del muro paraghiaia

Dati	var	unità	
Altezza paraghiaia	h	m	1.86
spessore paraghiaia	spar	m	0.50
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Effetti dovuti al sovraccarico accidentale

larghezza dell'impronta del carico Qik in sommità	b1	m	3.20
lunghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	a1	m	2.40
larghezza dell'impronta del carico Qik alla base	b2	m	5.35
lunghezza dell'impronta di carico Qik alla base	a2	m	3.47
pressione orizzontale dovuta al carico Qik in sommità	sh1	kPa	33.3
pressione orizzontale dovuta al carico Qik alla base	sh2	kPa	13.8
pressione orizzontale dovuta al carico qik distribuito	shd	kPa	3.8
Taglio alla base complessivo	Vmax	kNm	187.8
Momento alla base complessivo	Mmax	kNm	184.1

Effetti dovuti al carico Qik sul paraghiaia

larghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	b1	m	2.6
larghezza dell'impronta di carico alla base	b2	m	6.32
Carico verticale in testa al paraghiaia	Qik	kN	300
Azione orizzontale in testa al paraghiaia	H	kN	180

Sollecitazioni alla base del paraghiaia

Condizione	N kN	V kN	M kNm
Peso proprio	23.3	0.0	0.0
Spinta statica del terreno	0.0	13.3	8.2
Spinta dovuta al carico Qik	0.0	35.1	34.4
Carico Qik sul paraghiaia	47.5	28.5	55.8
Sisma - forze inerziali	0.0	1.7	1.6
Spinta sismica del terreno	0.0	9.7	9.0

Armatura zona tesa paraghiaia

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	φ mm	c m	As mmq
primo strato	20	5	16	0.074	1005
secondo strato	0	0	20	0.122	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.074	1005

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Peso proprio	1.00	1.00
Spinta statica del terreno	1.35	0.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.35	0.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.35	0.00
Sisma - forze inerziali	0.00	1.00
Spinta sismica del terreno	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR

Combinazione	N kN	V kN	M kNm
SLU-STR	87.3	103.8	133.0
SLU-SIS	23.3	11.4	10.6

Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	886	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	1005	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	151	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		88%	OK!

VERIFICHE SLE-RARA

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLE-RARA	
Peso proprio	1.00	

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica del muro paraghiaia

Spinta statica del terreno	1.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.00
Sisma - forze inerziali	0.00
Spinta sismica del terreno	0.00

Combinazioni SLE-RARA

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-RARA	70.7	76.9	98.5

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **256**

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **71%** **OK!**

VERIFICHE SLE-FREQUENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-FRE		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.75		
Carico Qik sul paraghiaia	0.75		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-FREQUENTE

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-FRE	58.9	61.0	75.9

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **197**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 σ_{slim} MPa **222**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **89%** **OK!**

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-QP		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.00		
Carico Qik sul paraghiaia	0.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-QP	23.3	13.3	8.2

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **21**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.20 w1
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 σ_{slim} MPa **182**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **12%** **OK!**

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Dati	var	unità	
Altezza muro di risvolto	h	m	3.35
larghezza muro di risvolto	a	m	1.45
spessore muro di risvolto	s	m	0.50
coefficiente gamma	γ		0.43
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	f _{yd}	MPa	391
Muro con bandiera	band		si
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Momento massimo orizzontale: $M_x = fac_x \cdot q \cdot a^2$

Momento massimo verticale: $M_y = fac_y \cdot q \cdot h^2$

N.B. i coefficienti fac_x e fac_y sono ricavati da: "Calcolo di lastre e piastre" - Richard Bares - Ed. CittàStudi

Effetti dovuti alla spinta delle terre

pressione orizzontale alla base	q	kN/mq	25.7
direzione orizzontale	γ	0.375	0.500
coefficiente fac _x	fac _{Mx}	0.175	0.124
coefficiente fac _{Vx}	fac _{Vx}	0.546	0.462

Momento flettente in direzione orizzontale	M _{xmax}	kNm	8.2
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _{xband}	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _{xmax}	kN	18.9
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _{xband}	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.375	0.50
coefficiente fac _y	fac _{My}	0.035	0.055
coefficiente fac _{Vy}	fac _{Vy}	0.483	0.551

Momento flettente in direzione verticale	M _y max	kNm	12.8
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _y max	kN	44.3

Effetti dovuti ai sovraccarichi accidentali

larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} in sommità	b ₁	m	2.40
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} in sommità	a ₁	m	3.10
larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} alla base	b ₂	m	4.33
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} alla base	a ₂	m	5.03
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} in sommità	sh ₁	kPa	34.4
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} alla base	sh ₂	kPa	11.7

pressione orizzontale di calcolo	q	kN/mq	23.1
direzione orizzontale	γ	0.38	0.50
coefficiente fac _x	fac _{Mx}	0.340	0.258
coefficiente fac _{Vx}	fac _{Vx}	1.102	1.114

Momento flettente in direzione orizzontale	M _x max	kNm	14.6
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _x band	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _x max	kN	37.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _x band	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.38	0.50
coefficiente fac _x	fac _{My}	0.059	0.105
coefficiente fac _{Vy}	fac _{Vy}	0.671	0.874

Momento flettente in direzione verticale	M _y max	kNm	20.8
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _y max	kN	59.1

Effetti dovuti al sisma

forza inerziale	q ₁	kN/mq	0.92
incremento di spinta delle terre	q ₂	kN/mq	4.4
pressione orizzontale di calcolo	q	kN/mq	5.3
direzione orizzontale	γ	0.38	0.50
coefficiente fac _x	fac _{Mx}	0.340	0.258

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

coefficiente facVx	facVx	1.102	1.114	1.11
--------------------	-------	-------	-------	------

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	3.4
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	8.6
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.38	0.50	0.43
coefficiente facx	facMy	0.059	0.105	0.080
coefficiente facVy	facVy	0.671	0.874	0.765

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	4.8
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	13.7

Riepilogo sollecitazioni sul muro	Mx	My	Vx	Vy
Condizione	kNm	kNm	kN	kN
Spinta del terreno	8.2	12.8	18.9	44.3
Spinta sovraccarichi accidentali	14.6	20.8	37.0	59.1
Spinta dovuta al sisma	3.4	4.8	8.6	13.7

Armatura zona tesa - dir. Orizzontale	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/passo	mm	m	mmq
primo strato	20	5	12	0.058	565
secondo strato	0	0	12	0.100	0
Armatura effettivamente disposta			12	0.058	565

Armatura zona tesa - dir. Verticale	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/passo	mm	m	mmq
primo strato	20	5	12	0.070	565
secondo strato	0	0	12	0.112	0
Armatura effettivamente disposta			12	0.070	565

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Spinta del terreno	1.35	1.00
Spinta sovraccarichi accidentali	1.35	0.00
Spinta dovuta al sisma	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR	Mx	My	Vx	Vy
Combinazione	kNm	kNm	kN	kN
SLU-STR	30.8	45.3	75.5	139.5
SLU-SIS	11.6	17.6	27.5	57.9

Armatura minima richiesta in dir. Orizzontale	Afh_min	mmq/ml	198	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	565	OK!
Momento Resistente dir. Orizzontale	MR_h	kNm/ml	88	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		35%	OK!
Armatura minima richiesta in dir. Verticale	Afh_min	mmq/ml	299	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	565	OK!
Momento Resistente dir. Verticale	MR_v	kNm/ml	86	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		53%	OK!

VERIFICHE SLE-RARA

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLE-RARA	
Spinta del terreno		1.00
Spinta sovraccarichi accidentali		1.00
Spinta dovuta al sisma		0.00

Combinazioni SLE-RARA	Mx	My
Combinazione	kNm	kNm
SLE-RARA	22.8	33.6

Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	101
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	153

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo armature orizzontali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		28%	OK!
coefficiente di utilizzo armature verticali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		43%	OK!

VERIFICHE SLE-FREQUENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-FRE		
Spinta del terreno			1.00
Spinta sovraccarichi accidentali			0.75
Spinta dovuta al sisma			0.00

Combinazioni SLE-FREQUENTE

Combinazione	Mx kNm	My kNm
SLE-FRE	19.2	28.4

Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	85	
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	130	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f 12.0 (arm.orizzontale)	σ_{slim}	MPa	280	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		30%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 12.0 (arm.verticale)	σ_{slim}	MPa	280	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		46%	OK!

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-QP		
Spinta del terreno			1.00
Spinta sovraccarichi accidentali			0.00
Spinta dovuta al sisma			0.00

Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE

Combinazione	Mx kNm	My kNm
SLE-QP	8.2	12.8

Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	36	
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	58	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f 12.0 (arm.orizzontale)	σ_{slim}	MPa	240	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		15%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 12.0 (arm.verticale)	σ_{slim}	MPa	240	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		24%	OK!

LAVORO: SS128 - PO02 - SPALLA SPA
Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti

Sollecitazioni di calcolo	Var	unità	Mfron	Paraghiaia	Mrsv_h	Mrsv_v
Taglio di calcolo	V_{Ed}	kN	210.6	103.8	75.5	139.5
Dati						
	Var	unità				
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	40	40	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	32	32	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50	1.50	1.50	1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85	0.85	0.85	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18.1	18.1	18.1	18.1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3	391.3	391.3	391.3
Caratteristiche geometriche sezione						
Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	3.50	0.50	0.50	0.50
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00	1.00	1.00	1.00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	3.50	0.50	0.50	0.50
Larghezza anima	bw	m	1.00	1.00	1.00	1.00
copriferro	c	m	0.076	0.074	0.058	0.070
altezza utile della sezione	d	m	3.42	0.43	0.44	0.43
Compressione agente nella sezione						
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0	0.0	0.0	0.0
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio						
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata						
	Asl	mmq	1005	1005	565	565
Coefficiente k	k	m	1.24	1.69	1.67	1.68
vmin	vmin		0.3	0.4	0.4	0.4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0.00029	0.00236	0.00128	0.00132
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	Mpa	0.00	0.00	0.00	0.00
Resistenza a taglio						
	V_{Rd}	kN	499.7	169.0	141.9	140.1
			OK	OK	OK	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio						
<i>Verifica del conglomerato</i>						
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	18626.6	2317.4	2404.5	2339.2
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>						
diametro staffe	fsw	mm	12	10	12	12
passo staffe	scp	m	0.40	0.40	0.20	0.20
numero di bracci	nb		2.5	2.5	2.5	2.50
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	283	196	283	283
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	90	90	90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	21.8	21.8	21.8	21.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0	0	0	0
coefficiente alpha	α_c		1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rsd}	kN	2131.1	184.1	550.2	535.3
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	9633.9	1198.6	1243.6	1209.9
Resistenza a taglio						
	V_{Rd}	kN	2131.1	184.1	550.2	535.3
			OK	OK	OK	OK

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

**19 ALLEGATO 8 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER
CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI
ASSIALI**

LAVORO: SS128 **OPERA: PO02** **ALLINEAMENTI: SPA**
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:
Rcd = Rbd + Rsd - Wp
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:
Rtd = 0.7 Rsd + Wp
 in cui:
 Rbd = Rbk / γb: Resistenza alla base di progetto
 Rsd = Rsk / γs: Resistenza laterale di progetto
 Rbk = Min [(Rbc,cal)_{media} / ξ₃; (Rbc,cal)_{min} / ξ₄] Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Min [(Rsc,cal)_{media} / ξ₃; (Rsc,cal)_{min} / ξ₄] Resistenza laterale caratteristica
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali γR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ _b	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ _s	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γ _{st}	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Peso del palo
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:
 Wp(z) = (γ_{cls} - γ_{nat}) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:
 Qb = qb x Ab
 dove:
 Ab: Area della superficie di base del palo
 qb: resistenza unitaria alla base appresso specificata per terreni coesivi e granulari
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)
 dove:
 As: Area della superficie laterale del palo
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato
 dzi: altezza dell'iesimo strato

Terreni coesivi (c > 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali
Resistenza unitaria alla base
 La resistenza alla base viene espressa come:
 qb = σv + 9 cu
Resistenza laterale unitaria
 qs = α cu con:
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

Terreni granulari (c' = 0, φ' < 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci
Resistenza unitaria alla base
 In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:
 qb = Nq* x σ'v con:
 Nq*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)
 In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:
 qbmax1 = Nspt x α_N con:
 α_N = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella
 Ghiaie: qb,max = 7500 kPa
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa
Resistenza laterale unitaria
 ql = β σ'v con:
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z^{0.34} >= 0.25 per i depositi sabbiosi
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z^{0.75} >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi
 In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):
 qsmax = 3 x Nspt per Nspt <= 53
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt per Nspt > 53

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m ²	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	γp	25.00

SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO

	kPa	σvi	
Tensione totale in testa palo			37.4
Tensione efficace in testa palo		σ'vi	37.4

LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	9.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

	MEDI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ	1.70

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.) **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m ³	Nspt side	ql,max kPa	α _N	Nspt*α _N	qp,max kPa	Nspt base
1	LS	0.0	12.0	SL	120		1.00	1.00	120.0	0.0	18.7	20	60	85	1700	1700	20
2	AR	12.0	50.0	R	25000		1.00	1.00	25000.0	0.0	21.8		1052			15000	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	

Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

LAVORO: SS128

OPERA: PO02

ALLINEAMENTI:

SPA

RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE

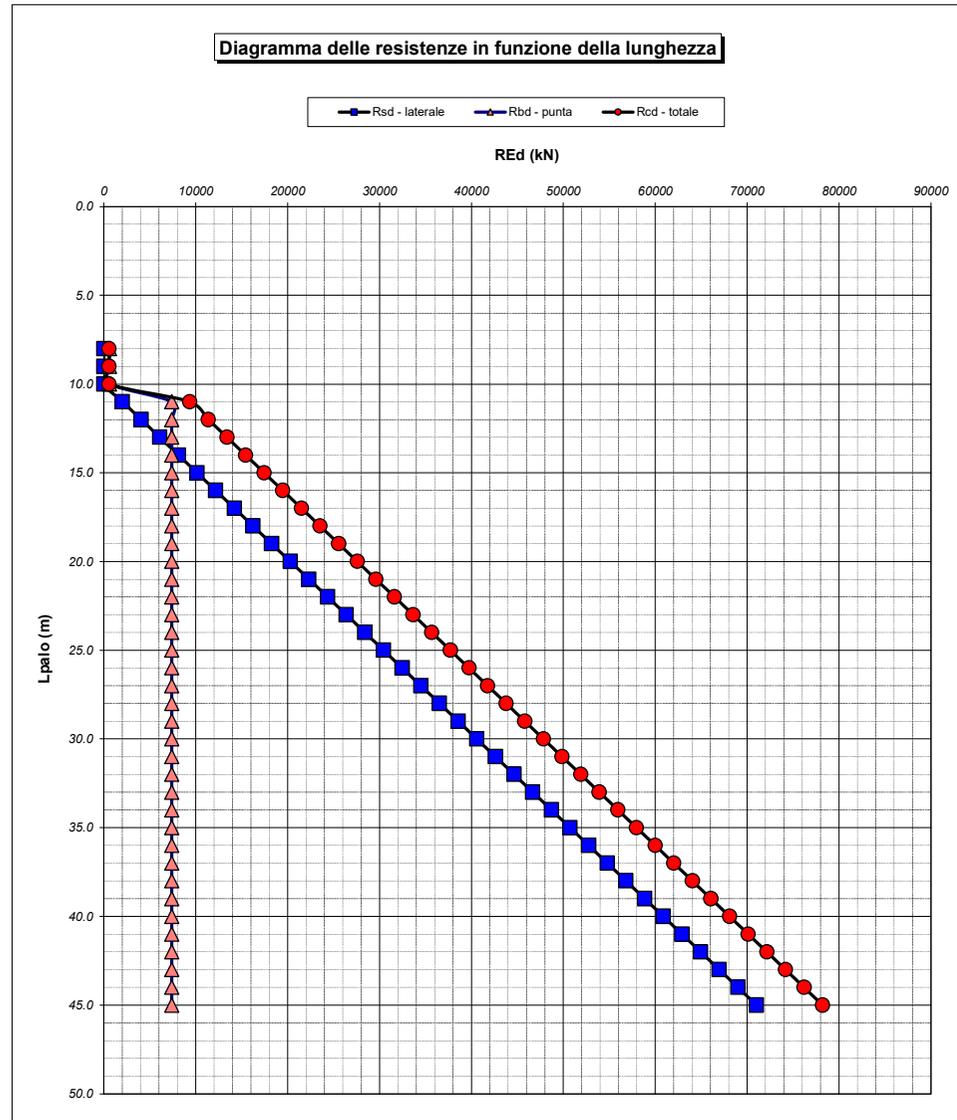
VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

MEDI

Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud - qud kPa	φ'd deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	qa kPa	qv kPa	qv' kPa	β	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9°cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	SL	2.0	0.0			18.7	18.7		37.4	37.4														
1	SL	3.0	1.0	120.0	0.0	18.7	18.7	0.0	56.1	56.1	0.890	60	0.0	0		1080.0	1700	1136.1	1285	0	560	7	553	7
1	SL	4.0	2.0	120.0	0.0	18.7	18.7	0.0	74.8	74.8	0.827	60	0.0	0		1080.0	1700	1154.8	1306	0	569	14	555	14
1	SL	5.0	3.0	120.0	0.0	18.7	18.7	0.0	93.5	93.5	0.774	60	0.0	0		1080.0	1700	1173.5	1327	0	578	21	557	21
1	SL	6.0	4.0	120.0	0.0	18.7	18.7	0.0	112.2	112.2	0.728	60	0.0	0		1080.0	1700	1192.2	1348	0	588	29	559	29
1	SL	7.0	5.0	120.0	0.0	18.7	18.7	0.0	130.9	130.9	0.686	60	0.0	0		1080.0	1700	1210.9	1369	0	597	36	561	36
1	SL	8.0	6.0	120.0	0.0	18.7	18.7	0.0	149.6	149.6	0.648	60	0.0	0		1080.0	1700	1229.6	1391	0	606	43	563	43
1	SL	9.0	7.0	120.0	0.0	18.7	18.7	0.0	168.3	168.3	0.613	60	0.0	0		1080.0	1700	1248.3	1412	0	615	50	565	50
1	SL	10.0	8.0	120.0	0.0	18.7	8.9	0.0	187.0	177.2	0.581	60	0.0	0		1080.0	1700	1267.0	1433	0	624	57	567	57
1	SL	11.0	9.0	120.0	0.0	18.7	8.9	0.0	205.7	186.1	0.551	60	0.0	0		1080.0	1700	1285.7	1454	0	634	64	569	64
1	SL	12.0	10.0	120.0	0.0	18.7	8.9	0.0	224.4	195.0	0.522	60	0.0	0		1080.0	1700	1304.4	1475	0	643	71	572	71
2	R	13.0	11.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	246.2	207.0	0.495	1052	1052.4	3967		15000.0	15000	15000.0	16965	2029	7392	75	9347	1495
2	R	14.0	12.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	268.0	219.0	0.470	1052	1052.4	7935		15000.0	15000	15000.0	16965	4059	7392	78	11372	2920
2	R	15.0	13.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	289.8	230.9	0.445	1052	1052.4	11902		15000.0	15000	15000.0	16965	6088	7392	82	13398	4344
2	R	16.0	14.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	311.6	242.9	0.422	1052	1052.4	15870		15000.0	15000	15000.0	16965	8118	7392	86	15424	5768
2	R	17.0	15.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	333.4	254.9	0.399	1052	1052.4	19837		15000.0	15000	15000.0	16965	10147	7392	89	17450	7192
2	R	18.0	16.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	355.2	266.9	0.378	1052	1052.4	23805		15000.0	15000	15000.0	16965	12176	7392	93	19475	8616
2	R	19.0	17.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	377.0	278.9	0.357	1052	1052.4	27772		15000.0	15000	15000.0	16965	14206	7392	97	21501	10041
2	R	20.0	18.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	398.8	290.9	0.337	1052	1052.4	31740		15000.0	15000	15000.0	16965	16235	7392	100	23527	11465
2	R	21.0	19.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	420.6	302.9	0.317	1052	1052.4	35707		15000.0	15000	15000.0	16965	18265	7392	104	25553	12889
2	R	22.0	20.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	442.4	314.9	0.299	1052	1052.4	39675		15000.0	15000	15000.0	16965	20294	7392	107	27579	14313
2	R	23.0	21.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	464.2	326.9	0.280	1052	1052.4	43642		15000.0	15000	15000.0	16965	22323	7392	111	29604	15737
2	R	24.0	22.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	486.0	338.9	0.263	1052	1052.4	47610		15000.0	15000	15000.0	16965	24353	7392	115	31630	17162
2	R	25.0	23.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	507.8	350.8	0.250	1052	1052.4	51577		15000.0	15000	15000.0	16965	26382	7392	118	33656	18586
2	R	26.0	24.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	529.6	362.8	0.250	1052	1052.4	55545		15000.0	15000	15000.0	16965	28412	7392	122	35682	20010
2	R	27.0	25.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	551.4	374.8	0.250	1052	1052.4	59512		15000.0	15000	15000.0	16965	30441	7392	126	37707	21434
2	R	28.0	26.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	573.2	386.8	0.250	1052	1052.4	63480		15000.0	15000	15000.0	16965	32470	7392	129	39733	22858
2	R	29.0	27.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	595.0	398.8	0.250	1052	1052.4	67447		15000.0	15000	15000.0	16965	34500	7392	133	41759	24283
2	R	30.0	28.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	616.8	410.8	0.250	1052	1052.4	71415		15000.0	15000	15000.0	16965	36529	7392	136	43785	25707
2	R	31.0	29.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	638.6	422.8	0.250	1052	1052.4	75382		15000.0	15000	15000.0	16965	38559	7392	140	45811	27131
2	R	32.0	30.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	660.4	434.8	0.250	1052	1052.4	79350		15000.0	15000	15000.0	16965	40588	7392	144	47836	28555
2	R	33.0	31.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	682.2	446.8	0.250	1052	1052.4	83317		15000.0	15000	15000.0	16965	42617	7392	147	49862	29979
2	R	34.0	32.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	704.0	458.8	0.250	1052	1052.4	87284		15000.0	15000	15000.0	16965	44647	7392	151	51888	31404
2	R	35.0	33.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	725.8	470.7	0.250	1052	1052.4	91252		15000.0	15000	15000.0	16965	46676	7392	154	53914	32828
2	R	36.0	34.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	747.6	482.7	0.250	1052	1052.4	95219		15000.0	15000	15000.0	16965	48706	7392	158	55939	34252
2	R	37.0	35.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	769.4	494.7	0.250	1052	1052.4	99187		15000.0	15000	15000.0	16965	50735	7392	162	57965	35676
2	R	38.0	36.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	791.2	506.7	0.250	1052	1052.4	103154		15000.0	15000	15000.0	16965	52764	7392	165	59991	37100
2	R	39.0	37.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	813.0	518.7	0.250	1052	1052.4	107122		15000.0	15000	15000.0	16965	54794	7392	169	62017	38525
2	R	40.0	38.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	834.8	530.7	0.250	1052	1052.4	111089		15000.0	15000	15000.0	16965	56823	7392	173	64043	39949
2	R	41.0	39.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	856.6	542.7	0.250	1052	1052.4	115057		15000.0	15000	15000.0	16965	58853	7392	176	66068	41373
2	R	42.0	40.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	878.4	554.7	0.250	1052	1052.4	119024		15000.0	15000	15000.0	16965	60882	7392	180	68094	42797
2	R	43.0	41.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	900.2	566.7	0.250	1052	1052.4	122992		15000.0	15000	15000.0	16965	62911	7392	183	70120	44221
2	R	44.0	42.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	922.0	578.7	0.250	1052	1052.4	126959		15000.0	15000	15000.0	16965	64941	7392	187	72146	45646
2	R	45.0	43.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	943.8	590.6	0.250	1052	1052.4	130927		15000.0	15000	15000.0	16965	66970	7392	191	74172	47070
2	R	46.0	44.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	965.6	602.6	0.250	1052	1052.4	134894		15000.0	15000	15000.0	16965	69000	7392	194	76197	48494
2	R	47.0	45.0	25000.0	0.0	21.8	12.0	1052.4	987.4	614.6	0.250	1052	1052.4	138862		15000.0	15000	15000.0	16965	71029	7392	198	78223	49918

LAVORO: SS128 OPERA: PO02
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI: SPA
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ecd (kN)	c.u.c	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SPALLE	13.0	6088	7392	13398	2357	18%	4344	0	0%

RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA									
La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo Rcd,gr viene determinata in base alla seguente espressione: $R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$ in cui: npali: è il numero complessivo di pali presenti nella palificata η: efficienza della palificata Rcd: Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:									
$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$						nella quale: i: interasse tra i pali d: diametro dei pali m: numero di file n: numero massimo di pali in ciascuna fila			
ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SPALLE	1.20	3.60	14	2	7	0.72	135430	27549	20%

LAVORO: SS128 OPERA: PO02 ALLINEAMENTI: SPA
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MINIMI

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:
Rcd = Rbd + Rsd - Wp
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:
Rtd = 0.7 Rsd + Wp
 in cui:
 Rbd = Rbk / γ_b: Resistenza alla base di progetto
 Rsd = Rsk / γ_s: Resistenza laterale di progetto
 Rbk = Min [(Rbc,cal)_{media} / ξ₃; (Rbc,cal)_{min} / ξ₄] Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Min [(Rsc,cal)_{media} / ξ₃; (Rsc,cal)_{min} / ξ₄] Resistenza laterale caratteristica
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γ _R	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica (R3)
Base	γ _b	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ _s	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γ _{st}	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Peso del palo
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:
 Wp(z) = (γ_{cls} - γ_{nat}) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:
 Qb = qb x Ab
 dove:
 Ab: Area della superficie di base del palo
 qb: resistenza unitaria alla base approssimata per terreni coesivi e granulari
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)
 dove:
 As: Area della superficie laterale del palo
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato
 dzi: altezza dell'iesimo strato

Terreni coesivi (c<>0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali

Resistenza unitaria alla base
 La resistenza alla base viene espressa come:
 qb = σv + 9 cu

Resistenza laterale unitaria
 qs = α cu con:
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

Terreni granulari (c' = 0, φ' <> 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci

Resistenza unitaria alla base
 In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽⁷⁾:
 qb = Nq* x σ'v con:

Nq*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)

In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:
 qbmax1 = Nspt x α_N con:

α_N = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella

Ghiaie:	qb,max = 7500 kPa
Sabbie:	qb,max = 5800 kPa
Sabbie limose:	qb,max = 4300 kPa

Resistenza laterale unitaria
 ql = β σ'v con:
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z^{0.34} >= 0.25 per i depositi sabbiosi
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z^{0.75} >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi

In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):

qsmax = 3 x Nspt	per Nspt <= 53
qsmax = 142 + 0.32 x Nspt	per Nspt > 53

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m ²	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	γp	25.00

LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	9.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	2.00

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO

Tensione totale in testa palo	kPa	σ _v i	34.8
Tensione efficace in testa palo	kPa	σ _v 'i	34.8

COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γ _b	1.35
coefficiente γ _s	1.15

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	MINIMI
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ	1.70

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m ³	Nspt side	ql,max kPa	α _N	Nspt*α _N	qp,max kPa	Nspt base
1	LS	0.0	12.0	SL	100		1.00	1.00	100.0	0.0	17.4	13	39	85	1105	1105	13
2	AR	12.0	50.0	R	8700		1.00	1.00	8700.0	0.0	18.8		621			5220	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	

Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

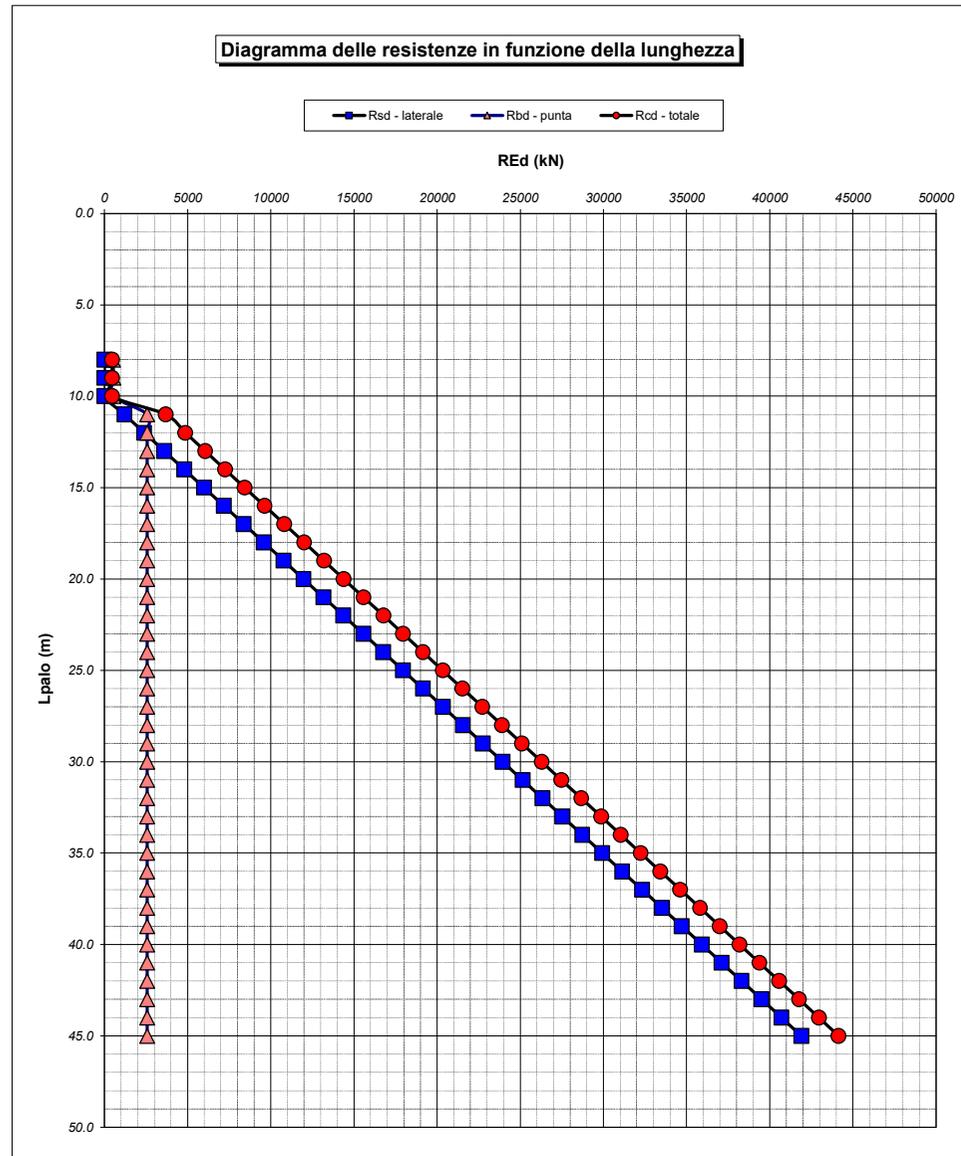
LAVORO: SS128 OPERA: PO02 ALLINEAMENTI: SPA
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MINIMI

Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud kPa	φ'd deg	γ kN/m³	γ' kN/m³	qa kPa	σv kPa	σv' kPa	β	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9°cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	SL	2.0	0.0			17.4	17.4		34.8	34.8												0		
1	SL	3.0	1.0	100.0	0.0	17.4	17.4	0.0	52.2	52.2	0.890	39	0.0	0		900.0	1105	952.2	1077	0	469	9	461	9
1	SL	4.0	2.0	100.0	0.0	17.4	17.4	0.0	69.6	69.6	0.827	39	0.0	0		900.0	1105	969.6	1097	0	478	17	461	17
1	SL	5.0	3.0	100.0	0.0	17.4	17.4	0.0	87.0	87.0	0.774	39	0.0	0		900.0	1105	987.0	1116	0	486	26	461	26
1	SL	6.0	4.0	100.0	0.0	17.4	17.4	0.0	104.4	104.4	0.728	39	0.0	0		900.0	1105	1004.4	1136	0	495	34	461	34
1	SL	7.0	5.0	100.0	0.0	17.4	17.4	0.0	121.8	121.8	0.686	39	0.0	0		900.0	1105	1021.8	1156	0	504	43	461	43
1	SL	8.0	6.0	100.0	0.0	17.4	17.4	0.0	139.2	139.2	0.648	39	0.0	0		900.0	1105	1039.2	1175	0	512	52	461	52
1	SL	9.0	7.0	100.0	0.0	17.4	17.4	0.0	156.6	156.6	0.613	39	0.0	0		900.0	1105	1056.6	1195	0	521	60	461	60
1	SL	10.0	8.0	100.0	0.0	17.4	7.6	0.0	174.0	164.2	0.581	39	0.0	0		900.0	1105	1074.0	1215	0	529	69	461	69
1	SL	11.0	9.0	100.0	0.0	17.4	7.6	0.0	191.4	171.8	0.551	39	0.0	0		900.0	1105	1091.4	1234	0	538	77	460	77
1	SL	12.0	10.0	100.0	0.0	17.4	7.6	0.0	208.8	179.4	0.522	39	0.0	0		900.0	1105	1105.0	1250	0	545	86	459	86
2	R	13.0	11.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	227.6	188.4	0.495	621	620.8	2340		5220.0	5220	5220.0	5904	1197	2572	93	3677	931
2	R	14.0	12.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	246.4	197.4	0.470	621	620.8	4681		5220.0	5220	5220.0	5904	2394	2572	100	4867	1776
2	R	15.0	13.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	265.2	206.3	0.445	621	620.8	7021		5220.0	5220	5220.0	5904	3592	2572	107	6057	2621
2	R	16.0	14.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	284.0	215.3	0.422	621	620.8	9362		5220.0	5220	5220.0	5904	4789	2572	114	7247	3466
2	R	17.0	15.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	302.8	224.3	0.399	621	620.8	11702		5220.0	5220	5220.0	5904	5986	2572	121	8437	4311
2	R	18.0	16.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	321.6	233.3	0.378	621	620.8	14043		5220.0	5220	5220.0	5904	7183	2572	128	9627	5156
2	R	19.0	17.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	340.4	242.3	0.357	621	620.8	16383		5220.0	5220	5220.0	5904	8380	2572	135	10818	6001
2	R	20.0	18.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	359.2	251.3	0.337	621	620.8	18724		5220.0	5220	5220.0	5904	9577	2572	142	12008	6846
2	R	21.0	19.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	378.0	260.3	0.317	621	620.8	21064		5220.0	5220	5220.0	5904	10775	2572	149	13198	7691
2	R	22.0	20.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	396.8	269.3	0.299	621	620.8	23405		5220.0	5220	5220.0	5904	11972	2572	156	14388	8536
2	R	23.0	21.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	415.6	278.3	0.280	621	620.8	25745		5220.0	5220	5220.0	5904	13169	2572	163	15578	9381
2	R	24.0	22.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	434.4	287.3	0.263	621	620.8	28086		5220.0	5220	5220.0	5904	14366	2572	170	16768	10226
2	R	25.0	23.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	453.2	296.2	0.250	621	620.8	30426		5220.0	5220	5220.0	5904	15563	2572	177	17959	11071
2	R	26.0	24.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	472.0	305.2	0.250	621	620.8	32767		5220.0	5220	5220.0	5904	16760	2572	184	19149	11916
2	R	27.0	25.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	490.8	314.2	0.250	621	620.8	35107		5220.0	5220	5220.0	5904	17958	2572	191	20339	12761
2	R	28.0	26.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	509.6	323.2	0.250	621	620.8	37448		5220.0	5220	5220.0	5904	19155	2572	198	21529	13606
2	R	29.0	27.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	528.4	332.2	0.250	621	620.8	39788		5220.0	5220	5220.0	5904	20352	2572	205	22719	14452
2	R	30.0	28.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	547.2	341.2	0.250	621	620.8	42129		5220.0	5220	5220.0	5904	21549	2572	212	23909	15297
2	R	31.0	29.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	566.0	350.2	0.250	621	620.8	44469		5220.0	5220	5220.0	5904	22746	2572	219	25100	16142
2	R	32.0	30.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	584.8	359.2	0.250	621	620.8	46810		5220.0	5220	5220.0	5904	23943	2572	226	26290	16987
2	R	33.0	31.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	603.6	368.2	0.250	621	620.8	49150		5220.0	5220	5220.0	5904	25141	2572	233	27480	17832
2	R	34.0	32.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	622.4	377.2	0.250	621	620.8	51490		5220.0	5220	5220.0	5904	26338	2572	240	28670	18677
2	R	35.0	33.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	641.2	386.1	0.250	621	620.8	53831		5220.0	5220	5220.0	5904	27535	2572	247	29860	19522
2	R	36.0	34.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	660.0	395.1	0.250	621	620.8	56171		5220.0	5220	5220.0	5904	28732	2572	254	31050	20367
2	R	37.0	35.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	678.8	404.1	0.250	621	620.8	58512		5220.0	5220	5220.0	5904	29929	2572	261	32241	21212
2	R	38.0	36.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	697.6	413.1	0.250	621	620.8	60852		5220.0	5220	5220.0	5904	31127	2572	268	33431	22057
2	R	39.0	37.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	716.4	422.1	0.250	621	620.8	63193		5220.0	5220	5220.0	5904	32324	2572	275	34621	22902
2	R	40.0	38.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	735.2	431.1	0.250	621	620.8	65533		5220.0	5220	5220.0	5904	33521	2572	282	35811	23747
2	R	41.0	39.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	754.0	440.1	0.250	621	620.8	67874		5220.0	5220	5220.0	5904	34718	2572	289	37001	24592
2	R	42.0	40.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	772.8	449.1	0.250	621	620.8	70214		5220.0	5220	5220.0	5904	35915	2572	296	38191	25437
2	R	43.0	41.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	791.6	458.1	0.250	621	620.8	72555		5220.0	5220	5220.0	5904	37112	2572	303	39381	26282
2	R	44.0	42.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	810.4	467.1	0.250	621	620.8	74895		5220.0	5220	5220.0	5904	38310	2572	310	40572	27127
2	R	45.0	43.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	829.2	476.0	0.250	621	620.8	77236		5220.0	5220	5220.0	5904	39507	2572	317	41762	27972
2	R	46.0	44.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	848.0	485.0	0.250	621	620.8	79576		5220.0	5220	5220.0	5904	40704	2572	324	42952	28817
2	R	47.0	45.0	8700.0	0.0	18.8	9.0	620.8	866.8	494.0	0.250	621	620.8	81917		5220.0	5220	5220.0	5904	41901	2572	331	44142	29662

LAVORO: SS128 OPERA: PO02
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI:
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

SPA
 MINIMI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SPALLE	13.0	3592	2572	6057	2357	39%	2621	0	0%

RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo Rcd,gr viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$$

in cui:

n_{pali}:

η

R_{cd} è il numero complessivo di pali presenti nella palificata
 efficienza della palificata

L'efficienza della palificata η è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione

Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$$

nella quale:

i

d

m

n

interasse tra i pali

diametro dei pali

numero di file

numero massimo di pali in ciascuna fila

RESISTENZA DELLA PALIFICATA

ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	n _{pali}	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SPALLE	1.20	3.60	14	2	7	0.72	61225	27549	45%

Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-356	<i>Rel. tecnica e di calcolo PO02 – Ponte S'Arraole</i>	

**20 ALLEGATO 9 - FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER
CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI
TRASVERSALI**

LAVORO: SS128
RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI

OPERA: PO02
ALLINEAMENTI: SPALLE

Il valore di progetto R_{cd} della Resistenza di pali soggetti a carichi trasversali R_{tr,d} è pari a:

R_{tr,d} = R_{tr,k} / γ_T: Resistenza ai carichi trasversali di progetto
 R_{tr,k} = Min [(R_{tr,cal})_{media} / ξ₃; (R_{tr,cal})_{min} / ξ₄ Resistenza ai carichi trasversali caratteristica
 R_{tr,cal} = H_{lim}: Resistenza ai carichi trasversali di calcolo

Il coefficiente parziale γ_T per verifiche SLU di pali soggetti ad azioni trasversali è pari a:

Coefficiente parziale (R3) γ_T 1.30

La resistenza ai carichi trasversali di calcolo è valutata in accordo a Broms (1984):

Terreni coesivi:
 palo corto: H_{lim} = 9 cu D (L - 1.5 D)
 palo intermedio: H_{lim} = -9 cu D² (L/D + 1.5) + 9 cu D² (2 (L/D)² + 4/9 My / (cu D³) + 4.5)^{0.5}
 palo lungo: H_{lim} = -13.5 cu D² + cu D² (182.25 + 36 My / (cu D³))^{0.5}

Terreni incoerenti:
 palo corto: H_{lim} = 1.5 L² K_p γ' D
 palo intermedio: H_{lim} = 0.5 L² K_p γ' D + My / L
 palo lungo: H_{lim} = K_p γ' D³ ((3.681 My / (K_p γ' D⁴))²)^{1/3}

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

Diametro del palo	D	m	1.20
Lunghezza minima del palo	L	m	13.00

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	1
coefficiente ξ ₃	1.70
coefficiente ξ ₄	1.70

PARAMETRI GEOTECNICI

DESCRIZIONE	TERRENI COESIVI		TERRENI INCOERENTI					
	cu,med kPa	cu,min kPa	γ',med kN/m ³	φ',med deg	k _p ,med	γ',min kN/m ³	φ',min deg	k _p ,min
LS			18.7	30.0	3.00	17.4	24.4	2.41

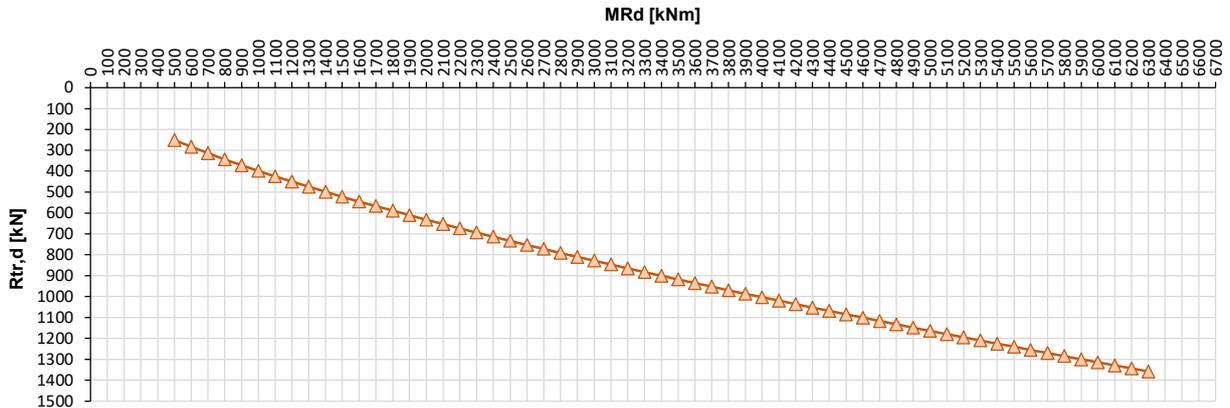
* Per terreni incoerenti impostare cu,med = cu,min = ""

My=MRd (kNm)	PARAMETRI MEDI					PARAMETRI MINIMI					
	palo corto		palo intermedio	palo lungo	R _{tr,d} med (kN)	palo corto		palo intermedio	palo lungo	R _{tr,d} min (kN)	R _{tr,d} (kN)
	H _{lim1,med} (kN)	H _{lim2,med} (kN)	H _{lim3,med} (kN)	H _{lim} (kN)		H _{lim1,min} (kN)	H _{lim2,min} (kN)	H _{lim3,min} (kN)	H _{lim} (kN)		
500	17066	5727	611	611	276	12744	4287	554	554	251	251
600	17066	5735	690	690	312	12744	4294	626	626	283	283
700	17066	5742	765	765	346	12744	4302	694	694	314	314
800	17066	5750	836	836	378	12744	4310	758	758	343	343
900	17066	5758	904	904	409	12744	4317	820	820	371	371
1000	17066	5765	970	970	439	12744	4325	880	880	398	398
1100	17066	5773	1033	1033	468	12744	4333	938	938	424	424
1200	17066	5781	1095	1095	496	12744	4340	994	994	450	450
1300	17066	5789	1155	1155	523	12744	4348	1048	1048	474	474
1400	17066	5796	1214	1214	549	12744	4356	1101	1101	498	498
1500	17066	5804	1271	1271	575	12744	4364	1153	1153	522	522
1600	17066	5812	1327	1327	600	12744	4371	1204	1204	545	545
1700	17066	5819	1381	1381	625	12744	4379	1253	1253	567	567
1800	17066	5827	1435	1435	649	12744	4387	1302	1302	589	589
1900	17066	5835	1488	1488	673	12744	4394	1350	1350	611	611
2000	17066	5842	1539	1539	697	12744	4402	1397	1397	632	632
2100	17066	5850	1590	1590	720	12744	4410	1443	1443	653	653
2200	17066	5858	1640	1640	742	12744	4417	1488	1488	673	673
2300	17066	5865	1690	1690	765	12744	4425	1533	1533	694	694
2400	17066	5873	1738	1738	787	12744	4433	1577	1577	714	714
2500	17066	5881	1786	1786	808	12744	4440	1621	1621	733	733
2600	17066	5889	1834	1834	830	12744	4448	1664	1664	753	753
2700	17066	5896	1880	1880	851	12744	4456	1706	1706	772	772
2800	17066	5904	1927	1927	872	12744	4464	1748	1748	791	791
2900	17066	5912	1972	1972	892	12744	4471	1789	1789	810	810
3000	17066	5919	2017	2017	913	12744	4479	1830	1830	828	828
3100	17066	5927	2062	2062	933	12744	4487	1871	1871	846	846
3200	17066	5935	2106	2106	953	12744	4494	1911	1911	865	865
3300	17066	5942	2150	2150	973	12744	4502	1950	1950	882	882
3400	17066	5950	2193	2193	992	12744	4510	1990	1990	900	900
3500	17066	5958	2236	2236	1012	12744	4517	2028	2028	918	918
3600	17066	5965	2278	2278	1031	12744	4525	2067	2067	935	935
3700	17066	5973	2320	2320	1050	12744	4533	2105	2105	952	952
3800	17066	5981	2362	2362	1069	12744	4540	2143	2143	970	970

LAVORO: SS128 **OPERA: PO02**
RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI **ALLINEAMENTI: SPALLE**

3900	17066	5989	2403	2403	1087	12744	4548	2180	2180	986	986
4000	17066	5996	2444	2444	1106	12744	4556	2217	2217	1003	1003
4100	17066	6004	2484	2484	1124	12744	4564	2254	2254	1020	1020
4200	17066	6012	2525	2525	1142	12744	4571	2290	2290	1036	1036
4300	17066	6019	2565	2565	1160	12744	4579	2327	2327	1053	1053
4400	17066	6027	2604	2604	1178	12744	4587	2363	2363	1069	1069
4500	17066	6035	2643	2643	1196	12744	4594	2398	2398	1085	1085
4600	17066	6042	2682	2682	1214	12744	4602	2434	2434	1101	1101
4700	17066	6050	2721	2721	1231	12744	4610	2469	2469	1117	1117
4800	17066	6058	2760	2760	1249	12744	4617	2504	2504	1133	1133
4900	17066	6065	2798	2798	1266	12744	4625	2538	2538	1149	1149
5000	17066	6073	2836	2836	1283	12744	4633	2573	2573	1164	1164
5100	17066	6081	2873	2873	1300	12744	4640	2607	2607	1180	1180
5200	17066	6089	2911	2911	1317	12744	4648	2641	2641	1195	1195
5300	17066	6096	2948	2948	1334	12744	4656	2675	2675	1210	1210
5400	17066	6104	2985	2985	1351	12744	4664	2708	2708	1225	1225
5500	17066	6112	3022	3022	1367	12744	4671	2742	2742	1241	1241
5600	17066	6119	3058	3058	1384	12744	4679	2775	2775	1256	1256
5700	17066	6127	3095	3095	1400	12744	4687	2808	2808	1270	1270
5800	17066	6135	3131	3131	1417	12744	4694	2840	2840	1285	1285
5900	17066	6142	3167	3167	1433	12744	4702	2873	2873	1300	1300
6000	17066	6150	3202	3202	1449	12744	4710	2905	2905	1315	1315
6100	17066	6158	3238	3238	1465	12744	4717	2938	2938	1329	1329
6200	17066	6165	3273	3273	1481	12744	4725	2970	2970	1344	1344
6300	17066	6173	3308	3308	1497	12744	4733	3001	3001	1358	1358

Resistenza di progetto del palo singolo alle azioni trasversali
Palo impedito di ruotare in testa (incastro)



ALLINEAMENTO	PALO SINGOLO				PALIFICATA						
	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	η (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
SPA	2483.0	714	415.0	58%	2680.0	753	14.0	80%	8431	5810.0	69%